نشریه علمی سد و نیروگاه برق آبی ایران
سال دهم / شماره سی و ششم / زمستان ۱۴۰۲

Journal of Iranian Dam and Hydroelectric Powerplant
10th Year/ No. 36/ March 2024

تحلیل عدم قطعیت نشت در سد خاکی غیرهمگن با لحاظ اثرات بارهای دینامیکی به روش اجزای محدود فازی

میلاد خیری [۱]

فرهود کلاته [*۲]

چکیده

به طور عموم، سدهای خاکی در معرض بارهای استاتیکی و دینامیکی همانند زمین‌لرزه قرار دارند. در پژوهش‌های قبلی، مدل‌سازی تراوش از سد بدون توجه اساسی به اثرات بارهای دینامیکی بر محیط متخلخل انجام‌شده است ولی در تحقیق حاضر، رفتار محیط سد با فرض تأثیر این نوع نیروها تحلیل شده است. برای این هدف، کدی برای حل معادلات کوپل u-p با زبان برنامه‌نویسی FORTRAN برای سد خاکی سن فرناندو پایین‌دست توسعه داده شد و متغیرهای نیروی دینامیکی شامل فرکانس (f)، دامنه (A) و ضریب شدت آریاس (AI) به‌عنوان متغیرهای فازی در نظر گرفته شدند. همچنین برای بارگذاری از مدل باترست - حاتمی (BH) استفاده شد که در آن از ضریب شدت آریاس (AI) برای بیان انرژی دینامیکی در سازه استفاده گردید. نتایج نشان می‌دهند در مدل دینامیکی - فازی نیز می‌توان گفت که افزایش ضریب AI از ۰/۱ به ۱ در مدل باترست - حاتمی، موجب ۲/۸ برابر شدن بازه تغییرات دبی در فونداسیون سد می‌گردد و در بازه‌ی ۱۶/۵-۱۲/۱ هرتز با افزایش فرکانس (f)، مقادیر دبی اوج (PSD) در هر دو بخش فونداسیون و بدنه به مقدار آن در حالت استاتیکی نزدیک‌تر می‌شوند.

واژه‌های کلیدی:
معیار شدت لرزه‌ای، معادله بایوت، بار لرزه‌ای، محیط متخلخل، معادلات *u-p*

۱- فارغ التحصیل دکتری آب و سازه های هیدرولیکی از دانشگاه تبریز
۲*- دانشیار گروه آب وسازه های هیدرولیکی دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز (نویسنده مسئول: fkalateh@tabrizu.ac.ir).

علمی-پژوهشی

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۰۵/۲۱ تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۱۰/۱۶

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

۱- مقدمه

خرابی یک سد می‌تواند موجب ایجاد مخاطرات عظیم زیانبار اقتصادی و انسانی شود و تهدیدی بزرگ برای جان افراد ساکن در پایین‌دست باشد، لذا در محاسبات مربوط به طراحی سد بسیار ضروری است که دقت کافی مبذول گردد (افشاری و کلاته[۱]، ۱۳۹۶: کلاته و خیری[۲]، ۲۰۲۳a). یکی از چالش‌های اساسی در طراحی و ساخت سدهای خاکی، محاسبه و پایش نشت عبوری از بدنه و فونداسیون است که عدم کنترل آن می‌تواند باعث افزایش پتانسیل روان گرایی، ناپایداری و تخریب سد شود (کلاته و خیری، ۲۰۲۳a، ۲۰۲۳b: کلاته[۳] و همکاران، ۲۰۲۲: اخوان[۴]و همکاران، ۲۰۲۱: ۲۰۲۳).

در مطالعات قبلی، اغلب از روش‌های عددی مبتنی بر تحلیل اجزای محدود استفاده کرده‌اند تا رفتار نفوذ آب در سدهای خاکی را پیش‌بینی کنند. یکی از روش‌های جدید، اجزای محدود فازی است که برای تحلیل رفتار نشت در سدهای خاکی با لایه‌های خاکی همگن و غیرهمگن استفاده شده است (قنبری[۵] و همکاران، ۱۳۹۱: کلاته و خیری[۶]، ۲۰۲۲). زینکویچ[۷] (۱۹۸۲) مجموعه‌ای از مواد متشکل از خاک، سنگ و بتن را به‌عنوان محیطی دو فازه با ترکیبی از اسکلت جامد و سیال درونی در نظر گرفت و چند فرم از معادلات کوپله دینامیکی و سینماتیکی سیال- خاک را ارائه داد. وی، گسسته‌سازی المان محدود و حل زمانی انواع مختلف مسائل خاک را انجام داد و برای تعیین محدودیت اعتبار فرضیات و به‌صورت تحلیلی، معادلات دینامیکی مسئله لایه خاک الاستیک که در معرض نیروهای تناوبی را به‌صورت یک‌بعدی حل کرد. همچنین زینکویچ[۸] و همکاران (۱۹۸۸) الگوریتمی برای اصلاح معادلات دینامیکی کوپله خاک و سیال ارائه کردند که امکان حل پایدار را فراهم می‌کرد.

خویی[۹] و همکاران (۲۰۰۴)، برای خاک‌های اشباع و غیراشباع فرمول‌بندی دینامیکی کوپله واحدی را با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی خاک به کار بردند و با انجام گسسته سازی مکانی به روش المان محدود و گسسته‌سازی زمانی با روش عمومی نیومارک در چارچوب پلاستیسیته عمومی، سد خاکی و سنگریزه‌ای را به شیوه عددی تحلیل کردند. وانگ و وانگ[۱۰] (۲۰۰۷) از الگوریتم عمومی سیال-سازه (FSI) با استفاده از تئوری اجزای محدود برای تحلیل لرزه‌ای سیستم پی-سدخاکی-مخزن استفاده کردند و امکان یکپارچه کردن تحلیل دینامیکی اندرکنش جریان سیال حفره‌ای و محیط متخلخل را بررسی نمودند. تجزیه و تحلیل دینامیکی یا لرزه‌ای سدهای خاکی با در نظر گرفتن عدم قطعیت، یک مسئله‌ی مهم و پیچیده در مهندسی ژئوتکنیک و زلزله است. رفتار لرزه‌ای سدهای خاکی با استفاده از روش‌های عددی و تحلیلی خطی و غیر خطی مورد مطالعه قرار گرفته است (نجفی[۱۱] و همکاران، ۲۰۱۶).

برای تحلیل سیستم‌های پیچیده مثل اندرکنش خاک و سازه در سازه‌های بزرگی مثل سد خاکی، نیاز به ابزارهای پیشرفته برای پیش‌بینی رفتار وجود دارد. روش المان محدود ابزار مؤثری جهت تحلیل و حل مسائل طراحی سدهای خاکی هست چراکه می‌توان به این وسیله تغییرمکانهای داخلی هسته و پوسته را محاسبه کرده و درنتیجه، توزیع تنش و انتقال بار داخل مقاطع سد را به دست آورد (چن[۱۲] و همکاران ، ۲۰۱۴).

اوریا[۱۳] و همکاران (۲۰۰۷)، مسئله‌ی تراوش دوبعدی گذرا از فونداسیون یک سازه‌ی هیدرولیکی را مورد بررسی قراردادند. آنان اظهار کردند که به دلیل وجود نیروهای ناشی از تراوش و اندرکنش آن‌ها با فشار منفذی سیال، به‌ویژه در خاک‌های با تراکم بالا، پاسخ روش کوپل نشده، دور از واقعیت خواهند بود. آنان معادله‌ی تعادل دینامیکی را با معادله‌ی پیوستگی جریان از فونداسیون سد، کوپل کردند و مدل اجرای محدود بر اساس فرمول‌بندی گالرکین بود. آنان همچنین جریان تراوش با فرمولاسیون کوپل و غیرکوپل را نیز مطالعه کردند.

[1] Afshari and Kalateh
[2] Kalateh and Kheiry
[3] Kalateh
[4] Akhavan
[5] Ghanbari
[6] Kalateh and Kheiry
[7] Zienkiewicz
[8] Zienkiewicz
[9] Khoei
[10] Wang and Wang
[11] Najafi
[12] Chen
[13] Ouria

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

نتایج تراوش ماندگار، نشان داد که در مدل کوپل شده، زمان لازم برای رسیدن به حالت پایدار عددی، به‌طور قابل‌توجهی کمتر از مدل کوپل نشده است و تنش مؤثر در اثر نیروهای تراوش نسبت به حالت کوپل نشده، مقادیر کمتری دارد.

اوریا[1] و همکاران (۲۰۱۱) تأثیر تغییر نفوذپذیری خاک تحت نیروهای ناشی از تراوش در بدنه‌ی سد، را بررسی کردند که در مدل‌های کوپل از این تغییرات، صرف‌نظر شده بود. آن‌ها از قانون تعمیم‌یافته‌ی هوک و روش گالرکین در اجزای محدود، برای مدل‌سازی رفتار تنش و کرنش خاک استفاده کردند. نتایج نشان داد که تأثیر تغییر نفوذپذیری بر نشت غیرماندگار در مدل‌های کوپل شده، کمتر از تأثیر آن در مدل‌های غیرکوپل برای خاک‌های الاستیک است.

هونگ و چن[2] (۲۰۱۲) اثر تأخیر زمانی پاسخ نشت سد خاکی به سطح آب مخزن را بررسی کردند. آن‌ها با معرفی مفهوم نسبت اثر سطح مخزن، بار دینامیکی ناشی از سطح آب مخزن را به دست آوردند و پایش[3] سد را با در نظر گرفتن بار دینامیکی مخزن علاوه بر بار وارده ناشی از وزن خود مخزن، انجام دادند.

قنبری[4] (۱۳۹۳) بیان کرد که در طول رخداد زلزله، مقداری فشار آب حفره‌ای مازاد در مصالح اشباع بدنه‌ی سد و پی، در اثر اعمال تنش‌ها و کرنش‌های دینامیکی ناشی از زلزله تولید می‌شود. فشار آب حفره‌ای اضافی با توجه به شرایط زهکشی، به‌تدریج از بین می‌رود. فرآیند زهکشی، به‌سرعتِ بارگذاری، هندسه و نفوذپذیری مصالح بدنه و پی بستگی دارد.

کلاته و حسین نژاد[5] (۲۰۱۸) بیان کردند که در ضرایب نفوذپذیری کم، نتایج حاصل از جریان غیردارسی و دارسی با هم منطبق است ولی در ضرایب نفوذپذیری بالا که سرعت سیال بالا می‌باشد، به دلیل افزایش سریع اضافه فشار در اثر تحریک دینامیکی لرزه‌ای و وقوع گرادیان‌های هیدرولیکی بالا، فرض جریان دارسی چندان معتبر نیست و گزینه‌ی بهتر، فرض جریان غیردارسی به‌جای نوع دارسی معادل در تحلیل‌های دینامیکی است.

آداپا[6] و همکاران (۲۰۲۱) تأثیرات شرایط مختلف سطح آب مخزن و چگالی مواد تشکیل‌دهنده‌ی سد خاکی را تحت اثر زلزله بررسی کردند. آنان از پردازش تصویر برای تعیین میزان تغییر شکل سد تحت زمین‌لرزه و از ترانسفور تشخیص‌دهنده‌ی متغیر خطی (LVDT) برای سنجش فرونشست استفاده کردند. نتایج نشان داد که آب نفوذ یافته در داخل بدنه‌ی سد، نسبت به ارتفاع آب مخزن پاسخ شدیدتری به زمین‌لرزه نشان می‌دهد.

یی[7] و همکاران (۲۰۱۳) برای مدل کردن خاک در مسائل اندرکنش سیال- سازه- بستر دریا از معادلات دینامیکی کوپله (*u-p*) استفاده نمودند. بعد از گسسته‌سازی زمانی با روش نیومارک معادلات کوپله را به فرم افزایشی بازنویسی کردند و مسئله را تحت بارگذاری دینامیکی موج، در هر گام زمانی حل کردند که تطابق بسیار خوب موجود بین نتایج حاصل از مدل آن‌ها و نتایج تجربی، نشان‌دهنده‌ی اعتمادپذیری بالای مدل کوپله در مدل کردن بستر دریا بود.

پانگ[8] و همکاران (۲۰۱۸) با کمک ارزیابی مبتنی بر عملکرد، تغییر شکل و نشست و پایداری سد CFRD را به طور جامع تحلیل کرد. لیو و لینگ (۲۰۰۸) یک روش نمایش طیفی-تابع تصادفی جدید برای شبیه‌سازی فرآیندهای تکانشی زمین براساس توابع تصادفی پیشنهاد کردند و اعتبارسنجی طیف‌های پاسخ متوسط تولید شده را با طیف‌های پاسخ نرمال را انجام دادند.

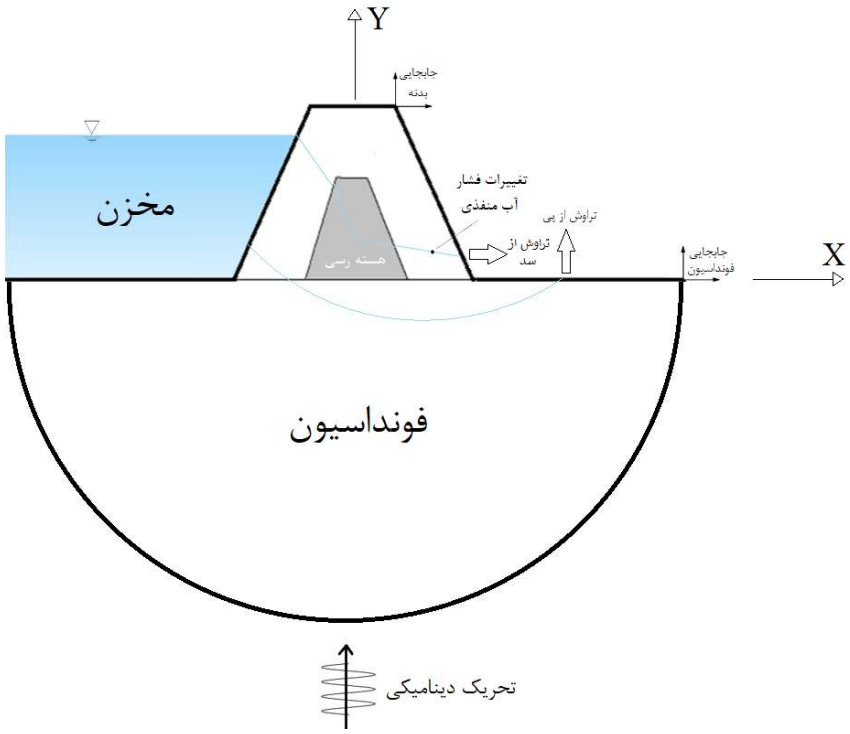
کاردان[9] و همکاران (۲۰۲۱) از شبیه سازی عددی دو بعدی برای تحلیل رفتار دینامیکی سد خاکی علویان تحت بارگذاری دینامیکی استفاده شده است. یوان[10] و همکاران (۲۰۲۲) یک روش تاریخچه‌ی زمانی برای تحلیل پایداری دینامیکی سه بعدی برای سد سنگریزه‌ای ارائه دادند. با در نظر گرفتن ویژگی‌های خاص حرکت زمین، ۱۴۴ زمین لرزه با شدت غیر خطی را تولید کردند. سپس با استفاده از روش تحلیل تکامل چگالی احتمال عمومی و نظریه توزیع مقادیر

[1] Ouria
[2] Huang and Chen
[3] Monitoring
[4] Ghanbari
[5] Kalateh and Hosseinnejad
[6] Adapta
[7] Ye
[8] Pang
[9] Kardan
[10] Yuan

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

بیشینه، قوانین شتاب و تغییر شکل چهار نوع سد CFRD را محاسبه نمودند.

به طور کلی دو هدف کلی تحقیق حاضر عبارتند از: الف) تعیین تأثیرات نیروی دینامیکی زمین لرزه بر دبی نشت در حالت نوسانی ب) تخمین تغییرات نشت به بیان فازی-احتمالاتی. در تحقیقات قبلی تحلیل دینامیکی سدهای خاکی و سنگریزه‌ای بدون در نظر گرفتن تغییرات دبی تراوش در بدنه و فونداسیون انجام گرفته است. ولی در تحقیق حاضر علاوه بر تغییرات فشار آب منفذی، تغییرات تراوش نیز در طی زمان تحریک، محاسبه می‌شود و از متغیرهای فازی برای تحلیل عدم قطعیت استفاده می‌گردد (شکل ۱).



شکل (۱): شماتیک مدل سد-مخزن-فونداسیون در تحلیل هیدومکانیکال تحقیق حاضر

۲- مواد و روش‌ها

۲-۱- معادلات حاکم

۲-۱-۱- اندرکنش سیال و سازه

با توجه به معادلات حرکت سازه و حرکت سیال که در پاسخ قبلی ذکر شد، می‌توان این معادلات را به صورت ماتریسی بیان کرد. که معادله‌ی حرکت سازه به صورت زیر است:

$$m_s\{a\} + C_f\{v\} + K_s\{u\} = \{F\}_s + \{F\}_f \quad (۱)$$

معادله عمومی حرکت سیال نیز عبارتست از:

$$m_f\{a\} + C_f\{v\} + K_u\{u\} = \{F\}_v + \{F\}_f + \{F\}p \quad (۲)$$

m_s و m_f ماتریس‌های جرم سازه و سیال و $\{a\}$ بردارهای شتاب سازه و سیال هستند. C_s و C_f به ترتیب، ماتریس‌های ویسکوزیته سازه و سیال هستند. f_s و f_f بردارهای سرعت سازه و سیال هستند. K_s و K_f به ترتیب، ماتریس‌های سختی سازه و سیال و $\{u\}_s$ و $\{u\}_f$ بردارهای جابجایی سازه و سیال هستند.

$\{F\}_s$، نیروهای خارجی (مانند نیروهای زلزله) روی سازه را نشان می‌دهد. $\{F\}_f$ نیروهای داخلی (مانند نیروهای ناشی از اندرکنش با سیال) روی سازه، $\{F\}_v$ نیروهای ویسکوزیته سیال و $\{F\}_p$ نیروی فشار سیال را نشان می‌دهد.

با استفاده از این معادلات ماتریسی و با تعیین شرایط مرزی مناسب، می‌توان سیستم معادلات را حل کرده و به

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

پیش‌بینی تراوش در حین بارگذاری دینامیکی در سدهای خاکی پرداخت.

برای به دست آوردن حل عددی معادلات حاکم بر محیط متخلخل اشباع-غیراشباع، یک فرآیند گسسته سازی زمانی و فضایی نیاز است. گسسته سازی زمانی- فضایی را می‌توان با توابع شکل مناسب برای دو متغیر u_i و p_w به دست آورد که به صورت $u = N^u\bar{u}$ و $p_w = N^p\overline{p_w}$ تعریف می‌شوند، که در آن N^u و N^p توابع شکل هستند. اکنون می‌توان معادلات حاکم اکنون در فضا را با کمک روش گالرکین به مجموعه ای از جبری تبدیل کرد.

گسسته سازی معادله اول در فضا می‌تواند با با پیش ضرب معادله در Nu^T و انتگرال گیری از کل حوزه مکانی به دست آید.

$$M\ddot{\bar{u}} + \int_\Omega B^T\sigma' d\Omega - Q\bar{p} - f^{(1)} = 0, \qquad (۳)$$

در اینجا رابطه ساختاری با در نظر گرفتن:

$$\delta\sigma' = D\delta\varepsilon = DB\delta\bar{u} \qquad (۴)$$

تشکیل می‌شود که در آن B ماتریسی است که رابطه بین تغییر کرنش و جابجایی‌ها را تعیین می‌کند. در رابطه‌ی (۱۷)، M ماتریس جرم، Q ماتریس کوپل و $f^{(1)}$ بردار بار هستند.

$$M = \int_\Omega (N^u)^T \rho N^u \, d\Omega \qquad (۵)$$

$$Q = \int_\Omega B^T S_w m N^P \, d\Omega \qquad (۶)$$

$$f^{(1)} = \int_\Omega (N^u)^T \rho \boldsymbol{b} d\Omega + \int_{\Gamma_t} (N^u)^T \bar{t} d\Gamma \qquad (۷)$$

به شکل مشابه، برای گسسته‌سازی معادله‌ی دوم با ضرب $(N^p)^T$ در هر دو طرف انتگرال گیری در کل حوزه‌ی مکانی خواهیم داشت:

$$Q\dot{\bar{u}} + \mathrm{H}\bar{\mathrm{p}} + \mathrm{G}\dot{\bar{\mathrm{p}}} - \mathrm{f}^{(1)} = 0, \qquad (۸)$$

$$H = \int_\Omega (\nabla N^p)^T k \nabla N^p \, d\Omega \qquad (۹)$$

$$G = \int_\Omega N^p \frac{1}{C} N^P \, d\Omega \qquad (۱۰)$$

$$f^{(2)} = -\int_\Omega (N^p)^T \nabla^T \left(\boldsymbol{k} S_w \rho_f \boldsymbol{b}\right) d\Omega \qquad (۱۱)$$

برای تکمیل حل عددی، لازم است معادلات دیفرانسیل به صورت یکپارچه برای تحلیل زمانی تجمیع شوند. در مطالعه‌ی حاضر، روش تعمیم یافته نیومارک GN22 برای متغیر جابجایی و روش GN11 برای متغیر فشار منفذی در نظر گرفته شده است (هوانگ و زینکویچ[1]، ۱۹۹۸). در این روش، فرض بر این است که متغیرها در زمان t^n معلوم هستند و بایست برای زمان $t^{n+1} = t^n + 1$ محاسبه شوند که متغیرهای مجهول فقط $\Delta\ddot{\bar{u}}_n$ و $\Delta\dot{\bar{p}}_n$ هستند. با دخیل کردن زمان در معادلات بالا، حاصل می شود:

$$M^{n+1}\Delta\ddot{\bar{u}}^n + P(\bar{u}^{n+1}) - Q^{n+1}\bar{\beta}_1\Delta t\Delta\dot{\bar{p}}^n - f_1^{n+1} = 0, \qquad (۱۲)$$

$$(Q^T)^{n+1}\beta_1\Delta t\Delta\ddot{\bar{u}}^n + H^{n+1}\bar{\beta}_1\Delta t\Delta\dot{\bar{p}}^n + G_{n+1}\dot{\bar{p}}^n - f_2^{n+1} = 0, \qquad (۱۳)$$

پارامترهای β_1 و $\bar{\beta}_1$ در محدوده ۰ تا ۱ هستند. دو روابط غیرخطی بالا با استفاده از روش نیوتن رافسون حل می‌شوند (خوئی[2] و همکاران، ۲۰۰۴: زینکویچ و تیلور[3]، ۱۹۹۱).

معادلات ریاضی حاکم بر رفتار محیط متخلخل فقط با یک سیال حفره‌ای اولین بار توسط بیوت[4] (۱۹۶۲، ۱۹۵۶و ۱۹۴۱) ارائه شد و سپس توسط زینکویچ[5] و همکاران (۱۹۹۰) و زینکوویچ و شیومی[6] (۱۹۸۴) با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح، توسعه و گسترش یافت. محیط متخلخل، ترکیبی از ذرات جامد (اسکلت) و حفراتی است که با (یک یا چند) سیال پر می‌شود. در اکثر مواقع بخشی از حفرات با آب و بخشی دیگر با هوا (یا رطوبت) پرشده است. درجه اشباع هر فاز سیال در حجم اولیه نمونه طبق تعریف برابر نسبت حجم حفره‌ها به حجم کل محیط متخلخل است. به زبان ریاضی، درجه اشباع سیال آب و گاز به ترتیب به‌صورت زیر بیان می‌شود.

$$\mathrm{S_w} = \frac{\mathrm{dV_w}}{\mathrm{dV_w} + \mathrm{dV_g}} \qquad (۱۴)$$

$$\mathrm{S_g} = \frac{\mathrm{dV_g}}{\mathrm{dV_w} + \mathrm{dV_g}} \qquad (۱۵)$$

$\mathrm{S_w}$ درجه اشباع آب، $\mathrm{S_g}$ درجه اشباع سیال گاز و dV نسبت حجمی می‌باشد. مشخص است که در سیال دوفازی ($\mathrm{S_w} + \mathrm{S_g} = 1$). $\mathrm{dV_w}$ نشان دهنده‌ی مجموع حجم حفرات آب و

[1] Huang & Zienkiewicz
[2] Khoei
[3] Zienkiewicz & Taylor
[4] Biot
[5] Zienkiewicz
[6] Zienkiewicz & Shiomi

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

dV_g مجموع حجم حفرات گاز است. با صرف نظر از چگالی جرمی فاز گاز، می توان چگالی کل ترکیب را به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\rho = n\rho_v + (1-n)\rho_s \approx n\rho_w + (1-n)\rho_s \quad (۱۶)$$

که در آن، n نسبت تخلخل و ρ_w وزن مخصوص آب و ρ_s وزن مخصوص سازه خاک هستند. تخلخل n نیز طبق تعریف، نسبت حجم حفرات به حجم کل است (یعنی $n = \frac{dV_v}{dV_s}$). معادلات حاکم بر محیط متخلخل اشباع تنها با یک سیال حفره‌ای (خاک با سیال آب که در آن $(P_g = 0)$)، بر اساس تعادل کلی ترکیب جامد-سیال حفره‌ای، معادله تعادل سیال حفره‌ای یا معادله عمومی دارسی، معادله تعادل جرم سیال، مدل تنش مؤثر و مدل رفتار غیرخطی خاک قابل توصیف است. معادلات تعادل ترکیب جامد-سیال حفره‌ای به‌صورت زیر عنوان می‌شود (زینکویچ و شیومی[1]، ۱۹۸۴):

$$\sigma_{ij,j} + \rho\ddot{u}_i + \underline{\rho_f[\ddot{w}_i + \dot{w}_j\dot{w}_{i,j}]} - \rho b_i = 0 \quad (۱۷)$$

$$p_{,i} + V_i^D + \rho_f\ddot{u}_i + \frac{1}{n}\underline{\rho_f[\ddot{w}_i + \dot{w}_j\dot{w}_{i,j}]} - = 0\rho_f b_i \quad (۱۸)$$

$$-\dot{w}_{i,i} + \dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{n\dot{p}}{K_f} + \frac{(1-n)\dot{p}}{K_s} - \frac{K_{av}}{K_s}\left(\dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{\dot{p}}{K_s}\right)\rho + \underline{\frac{n\dot{\rho}_f}{\rho_s}} + \dot{\theta} = 0 \quad (۱۹)$$

$$(۳۴)$$

اندیس i و j برابر ۱ تا ۳ می‌باشند که جهت‌های مختصات کارتزین را نشان می‌دهد $(x_1 و x_2 و x_3)$. σ_{ij}، تانسور تنش کل در نقطه $(x_1 و x_2 و x_3)$ و علامت "$,j$"، گویای مشتق ضمنی نسبت به جهت x_j است$(\frac{\partial}{\partial x_j})$. b_i، نیروی حجمی وارد بر واحد جرم، ρ_f، چگالی سیال، ρ، چگالی کل ترکیب و ρ_s، چگالی ذرات جامد است و n، نیز مؤلفه‌ی تخلخل محیط است. V_i^D نشانگر نیروی درگ ویسکوز است که معمولاً با استفاده از قانون تراوش دارسی $(\dot{w}_i = k_{ij}V_i^D)$ محاسبه می شود. k_{ij}، بیانگر نفوذپذیری دینامیکی مصالح غیر ایزوتروپیک است که با در نظر گرفتن مصالح به‌صورت ایزوتروپیک با k نشان داده می‌شود. در شرایط سرعت و جابجایی خیلی زیاد، امکان غیرخطی شدن جریان وجود دارد که در این صورت رابطه زیر برقرار است: (زینکویچ و شیومی، ۱۹۸۴).

$$k=k(\dot{w}_i, n) = k(\dot{w}_i, u_{i,i}) \quad (۲۰)$$

فرمول دارسی معادل جهت تحلیل جریان‌های غیرخطی از مقایسه معادله فورشهایمر با معادله دارسی به دست می‌آید. اگر $\dot{w}_i$، سرعت سیال حفره‌ای باشد، طبق قانون دارسی $\dot{w}_i = -k.\nabla h$ که $h = z_w + \frac{p}{\gamma_w}$ است، با در نظر گرفتن b و a به‌عنوان ضرایب فورشهایمر: $i = a\dot{w}_i + b\dot{w}_i^2$. و همچنین با در نظر گرفتن علائم جبری هماهنگ با رابطه دارسی، می‌توان معادلات زیر را نوشت (حسینی و صنعی[2]، ۲۰۰۳: کلاته و حسین نژاد[3]، ۲۰۱۸):

$$\dot{w}_j = -\frac{1}{a + b|\dot{w}_j|}i \quad (۲۱)$$

$$\dot{w}_j = -\left[\frac{-a}{2b|i|} + \sqrt{(\frac{a}{2bi})^2 + \frac{1}{b|i|}}\right]i \quad (۲۲)$$

پس نفوذپذیری دینامیکی معادل دارسی نیز به‌صورت زیر بیان می‌شود:

$$k = \left[\frac{-a}{2b|i|} + \sqrt{(\frac{a}{2bi})^2 + \frac{1}{b|i|}}\right] \quad (۲۴)$$

پس به‌طورکلی خواهیم داشت: $\dot{w}_j = \frac{k}{\gamma_w}.V_j^D$.

که ضریب نفوذپذیری نیز باید در هر گام زمانی دوباره محاسبه شده و به روزآوری گردد.

۲-۱- ۱-تحلیل فازی

فرض کنید Ω دامنه‌ی موردنظر باشد و Ωh شبکه‌ی المان محدودی از Ω با گره‌های $\{xi\}$ و المان‌های $\{Tj\}$ باشد. $h(x)$، سرعت هیدرولیکی در نقطه x در محیط متخلخل باشد و $\tilde{h}(x)$، سرعت هیدرولیکی فازی در نقطه x باشد. سرعت هیدرولیکی فازی $\tilde{h}(x)$ به‌عنوان یک مجموعه فازی بر روی Ω تعریف می‌شود، با تابع عضویت $\mu(x)$، $\tilde{h}$ که درجه عضویت x در $\tilde{h}$ را نشان می‌دهد.

[1] Zienkiewicz & Shiomi
[2] Hosseini & Sonei
[3] Kalateh & Hosseinnejad

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

معادله نفوذ در محیط متخلخل به‌صورت زیر است:

$$\nabla \cdot (k\nabla h) = f \qquad (۲۵)$$

که در آن k، هدایت هیدرولیکی و f تابع منبع / مصرف است.

معادله‌ی نفوذ فازی در محیط متخلخل به شکل زیر است:

$$\tilde{f} = \nabla \cdot (\tilde{k}\nabla h) \qquad (۲۶)$$

و $\tilde{f}$ نیز همانند رابطه‌ی قبلی تابع منبع/مصرف است، اما به‌صورت فازی. روش المان محدود فازی شامل گسسته سازی دامنه Ω به المان‌های محدود، و تقریب سرعت هیدرولیکی فازی $\tilde{h}(x)$ با استفاده از توابع شکل فازی است. توابع شکل فازی برای هر المان محدود تعریف‌شده‌اند و برای تقریب سرعت هیدرولیکی فازی در گره‌های المان محدود استفاده می‌شوند. در ادامه فرمول‌بندی ریاضی اجزای محدود فازی در تجزیه تراوش را بیان می‌کنیم:

الف) فازی سازی پارامترهای نامعین:

پارامتر هدایت هیدرولیکی خاک را در نظر بگیرید که یک پارامتر نامعین است. می‌توانیم هدایت هیدرولیکی را با استفاده از مجموعه‌ی فازی $K(x)$ نمایش دهیم، که در آن، xمختصات فضایی است. تابع عضویت مجموعه فازی $K(x)$ به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\mu K(x,k) = exp[\frac{-(ln\ k - lnK(x))^2}{(2\sigma^2)}] \qquad (۲۷)$$

kمقدار دقیق هدایت هیدرولیکی است، $K(x)$ مقدار فازی هدایت هیدرولیکی در مختصات فضایی x است و σ انحراف معیار عدم قطعیت است.

ب) توسعه مدل المان محدود:

مدل المان محدود برای تجزیه‌ی تراوش، می‌تواند با استفاده از معادلات حاکم تراوش مانند قانون دارسی و معادله‌ی پیوستگی توسعه یابد. مدل المان محدود فازی را می‌توان به‌صورت زیر نمایش داد:

$$S(x) = \big(K(x)\nabla h(x)\big).\nabla \qquad (۲۸)$$

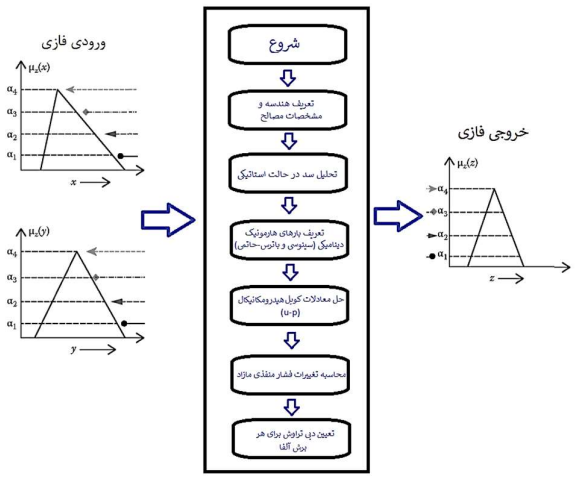
که درآن، $h(x)$ سرعت هیدرولیکی در مختصات فضایی x است و $S(x)$ ، تابع منبع/مصرف می‌باشد. هدایت هیدرولیکی $K(x)$ توسط مجموعه‌ی فازی تعریف‌شده در مرحله الف نشان داده می‌شود.

ج) حل مدل المان محدود فازی:

مدل المان محدود فازی می‌تواند با استفاده از حساب فازی حل شود. حل می‌تواند به‌صورت مجموعه فازی $H(x)$ نمایش داده شود، جایی که تابع عضویت مجموعه فازی $H(x)$ به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\mu H(x,h) = exp\left[\frac{-\big(h - H(x)\big)^2}{2\delta^2}\right] \qquad (۲۹)$$

h، مقدار دقیق سرعت هیدرولیکی است، $H(x)$ مقدار فازی سرعت هیدرولیکی در مختصات فضایی x است و δ انحراف معیار عدم قطعیت است (رائو و ردی[1]، ۲۰۰۷: کلاته[2] و همکاران، ۲۰۲۲). طرح کلی تحلیل اجزای محدود فازی در این تحقیق در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل (۲): فازی سازی ورودی و مدل سازی اجزای محدود مبتنی بر این داده ها.

[1] Rao & Reddy

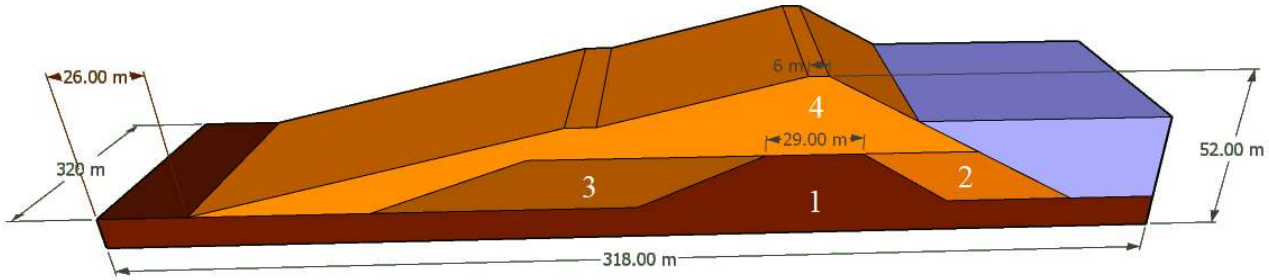
[2] Kalateh

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

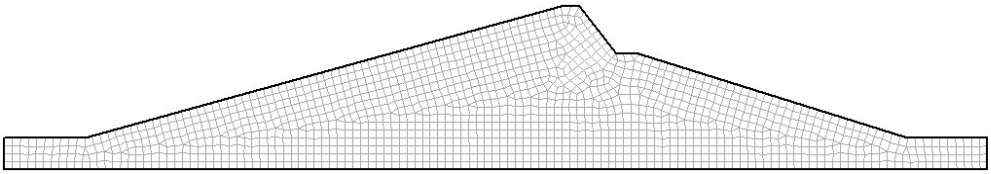
سد سن فرناندو

سد سن فرناندو پایین دست یک سد خاکی در کشور آمریکا است که در شهر سن فرناندو واقع شده است. این سد با ارتفاع ۴۲ متر و طول ۲۶۶ متر، با استفاده از تکنیک تزریق هیدرولیکی ساخته شده است که در آن زمان به عنوان شیوه‌های مهندسی جدیدی در نظر گرفته می‌شد. با این حال، بعدها سد با چالش‌هایی مرتبط با پایداری توده‌ی خاکی و پتانسیل روان‌گرایی مواجه شده است.

یکی از مسائل کلیدی مرتبط با سد سن فرناندو پایین دست، لرزه‌خیزی منطقه‌ی ساخت سد است که زمین لرزه‌های متعددی در این منطقه ثبت می‌شود. هندسه سه بعدی سد سن فرناندو در شکل (۳) قابل مشاهده است که از سه لایه مصالح با مشخصات جدول (۱) ساخته شده است و مش‌بندی اجزای محدود سد سن فرناندو در شکل (۴) نمایش داده شده است.



شکل (۳): نمای سه بعدی از سد خاکی سن فرناندو پایین دست



شکل (۴): نحوه‌ی مش بندی برای اجرای تحلیل اجزای محدود سد خاکی مورد مطالعه

جدول (۱): مشخصات مصالح لایه‌های مصالح خاک تشکیل دهنده سد سن فرناندو

ناحیه	E, (MPa)	ϑ	K (m^2)× 10^{-10}	K_f (kpa)	K_s (kpa)	(t/m^3) ρ_f	(t/m^3) ρ_S	N
۱	۱۵۳	۰/۲۸۵۷	۱	2.0e6	1.0e9	۰/۹۸	۲/۷۵	۰/۳۷۵
۲	۸۹/۳	۰/۲۸۵۷	۱۰	2.0e6	1.0e9	۰/۹۸	۲/۷۵	۰/۳۷۵
۳	۹۶	۰/۲۸۵۷	۱۰	2.0e6	1.0e9	۰/۹۸	۲/۷۵	۰/۳۷۵
٤	۱۰۲	۰/۲۸۵۷	۱	2.0e6	1.0e9	۰/۹۸	۲/۷۵	۰/۳۷۵

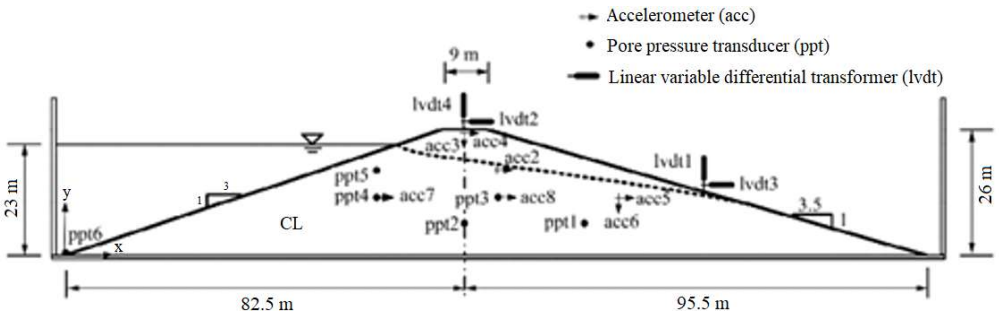
صحت‌سنجی کد محاسباتی

برای صحت‌سنجی مدل دینامیکی از نتایج گزارش میدانی وو[1] و همکاران (۲۰۰۹) از زلزله چیایی[2] در تایوان استفاده شده که با قدرت ML=6.4 در ۲۲ اکتبر ۱۹۹۹ و در کشور تایوان رخ داد. این زمین‌لرزه بر اثر برخورد صفحه‌ی دریای فیلیپین و صفحه‌ی اوراسیا ایجاد شد که منجر به گسیختگی در امتداد گسل چلونگپو شد. شتاب‌نگاری زمین‌لرزه تاریخی زمین لرزه چیایی نشان داد که شتاب ثبت شده در طول زلزله در حدود Gal ۹۹۲ بود که در ایستگاهی در نزدیکی سد خاکی جن‌یی‌تان در منطقه‌ی چیایی اندازه‌گیری شده است. بدنه‌ی این سد خاکی مجهز به چند شتاب‌سنج، جابجایی‌سنج و پیزومتر حساس است که در حین زلزله تغییرات را ثبت می کنند (شکل ۵). بعد از مدلسازی اجزای محدود با برنامه‌نویسی زبان فرترن نتایج تغییرات فشار منفذی به دست آمده از تحلیل عددی با نتایج ۲ پیزومتر نصب‌شده در سد جن‌یی‌تان مقایسه شدند (شکل ۶).

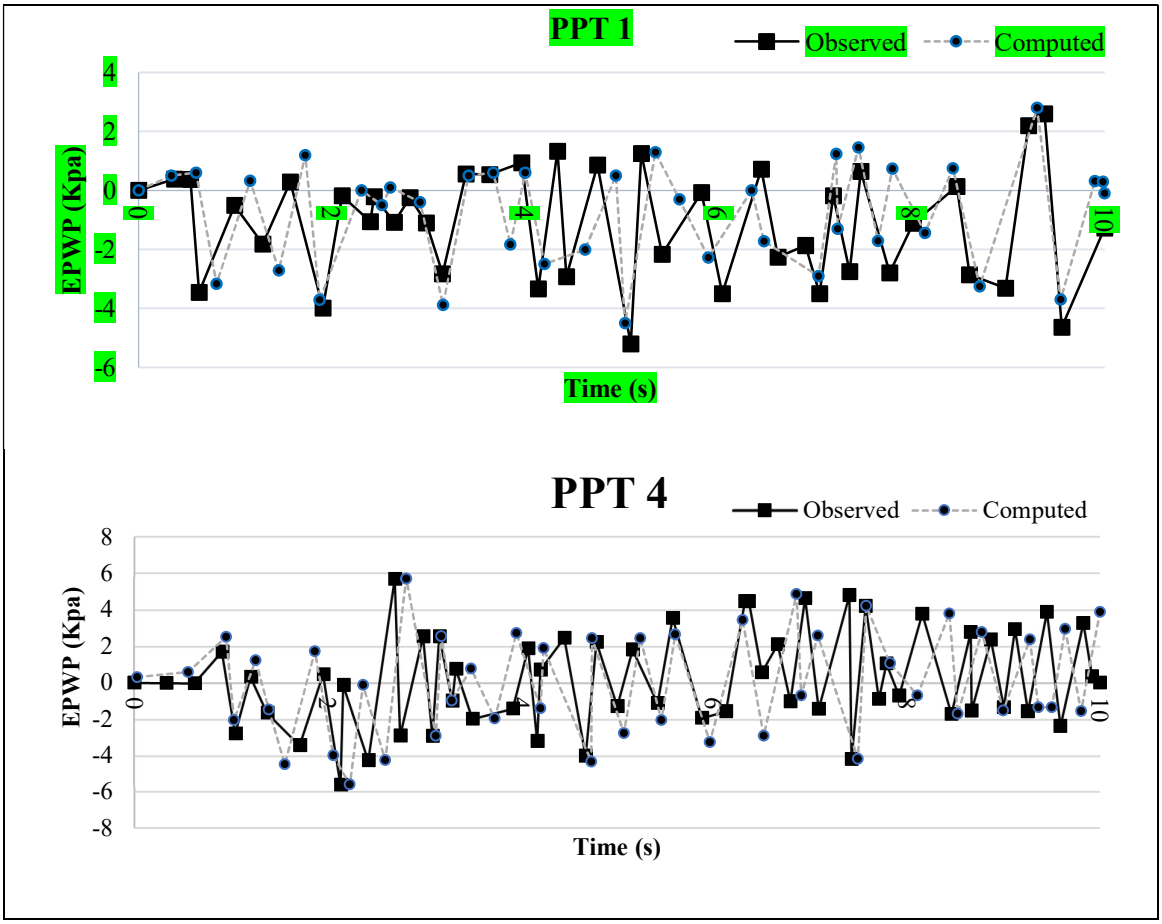
[1] Wu

[2] ChiaYi

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]



شکل (۵): پیزومترهای نصب شده بر روی سد خاکی جن یی تان تایوان (وو و همکاران، ۲۰۰۹)



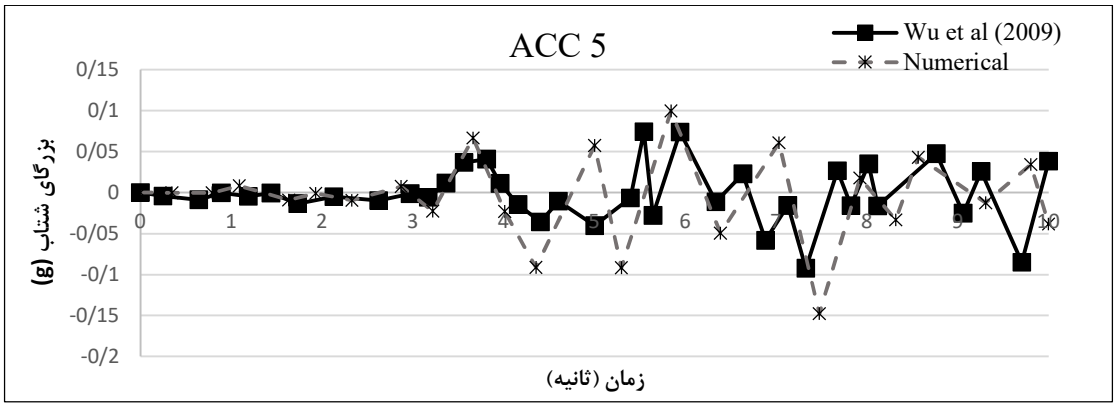
شکل (۶): مقایسه مدل عددی حاضر و مثال صحت سنجی برای تاریخچه زمانی فشار آب منفذی مازاد در پیزومترهای شماره ۱، ۲ و ۴ برای سد خاکی جن یی تان در حین زلزله

اختلاف بین مقادیر عددی (تحقیق حاضر) و نتایج وو و همکاران (۲۰۰۹) برای فشار منفذی بیشینه در پیزومترهای شماره ۱ تا ۵ به ترتیب برابر ۰/۱۹، ۰/۳۱، ۰/۴۵، ۰/۰۱ و ۰/۱ کیلوپاسکال است و همچنین اختلاف بین فشار منفذی کمینه نیز به ترتیب برابر ۰/۷، ۰/۵۶، ۰/۶۸، ۰/۰۰ و ۰/۲۵ کیلوپاسکال است. قابل‌ذکر است که میانگین اختلاف در فشار منفذی بیشینه و کمینه برای ۵ پیزومتر نصب شده در سد خاکی مثال صحت سنجی (در مقایسه با مقادیر محاسباتی تحقیق حاضر) به ترتیب برابر ۰/۰۳۱ و ۰/۲۸ کیلوپاسکال است که باتوجه‌به بازه تغییرات فشار منفذی

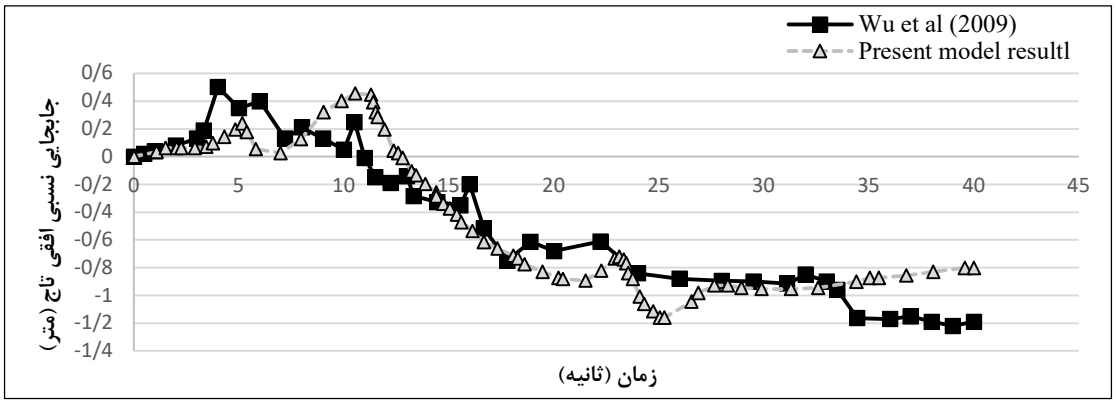
[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

مضاعف از ۵/۶- تا ۵/۷ کیلوپاسکال معیار قابل‌قبول برای صحت سنجی به‌حساب می‌آید. درصورتی‌که درصد اختلاف‌ها مدنظر باشد، درصد اختلاف بین بیشینه EPWP در دو مدل عددی و مثال صحت‌سنجی به ترتیب ۷، ۷، ۲۷، ۰ و ۴ درصد است که به طور میانگین نتایج عددی در محاسبه فشار منفذی اوج ثبت‌شده دارای ۹ درصد تفاوت با مدل وو و همکاران (۲۰۰۹) است.

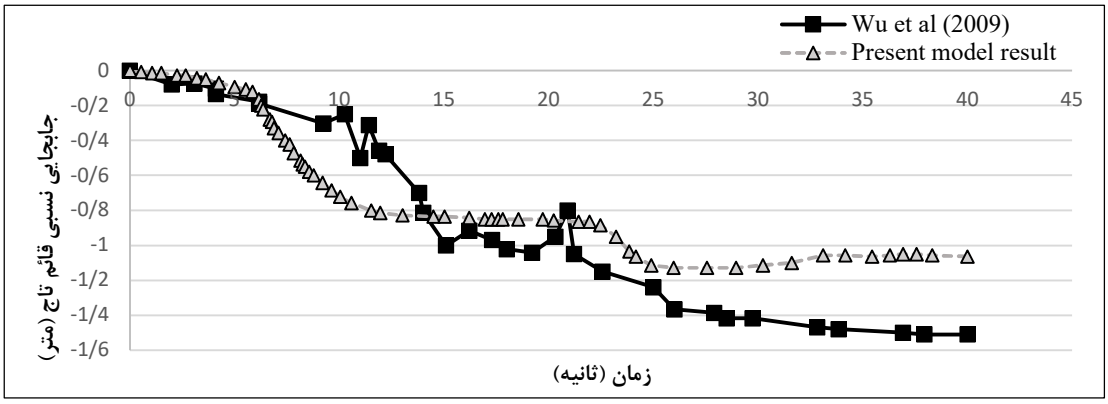
نتایج حاصل از محاسبه‌ی شتاب در شتاب‌سنج شماره ۵ در مقایسه با تحقیق وو و همکاران (۲۰۰۹) در شکل ۷ نشان داده شده است و همچنین جابجایی افقی و عمودی تاج (نسبت به پاشنه سد) در شکل ۸ و ۹ ملاحظه می‌شود.



شکل (۷): نتایج شتاب سنج شماره ۵ در مدل تحقیق حاضر و نتایج تحقیق وو و همکاران (۲۰۰۹)



شکل (۸): جابجایی نسبی افقی تاج سد نسبت به پاشنه در مقایسه با مدل وو و همکاران (۲۰۰۹)



شکل (۹): جابجایی نسبی قائم تاج سد نسبت به پاشنه در مقایسه با مدل وو و همکاران (۲۰۰۹)

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

معیار گسیختگی موهر کلمب

معیار موهر کلمب برای تعیین شرایطی که باعث شکست خاک به عنوان یک سازه می‌شود، استفاده می‌شود. در این معیار، فشار برشی و فشار افقی خاک در نقطه‌ای که شکست رخ می‌دهد، با یکدیگر مقایسه می‌شوند. برای توضیح استفاده از این معیار، ابتدا باید به تعریف فشار برشی و فشار افقی خاک در نقطه‌ای که شکست رخ می‌دهد، پرداخت. فشار برشی، تفاوت فشارهای موازی با دو سطح برشی است که در نقطه‌ای مشخص در خاک ایجاد می‌شود. فشار افقی، فشاری است که عمود بر سطح برشی در نقطه‌ای مشخص در خاک ایجاد می‌شود. معیار گسیختگی موهر کلمب، بیان می‌کند که زمانی که فشار برشی در نقطه‌ای مشخص در خاک، بیشتر از یک ضریبی از فشار افقی در آن نقطه باشد، شکست خاک در سد رخ می‌دهد. به صورت ریاضی، این معیار به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\tau = c + \sigma_n tan\phi \qquad (۳۱)$$

در این رابطه، τ، فشار برشی بر نیوتن بر مترمربع، c، پارامتر کرنش برشی، σ_n، فشار قائم بر حسب نیوتن بر مترمربع و ϕ، زاویه اصطکاک داخلی خاک بر حسب درجه است. این رابطه، نشان می‌دهد که زمانی که فشار برشی بیشتر از حداکثر مقداری باشد که توسط این رابطه محاسبه می‌شود، شکست در خاک رخ می‌دهد. با استفاده از معیار گسیختگی موهر کلمب، می‌توان به تعیین شرایطی که باعث شکست خاک در سد می‌شود، کمک کرد. این معیار به عنوان یکی از معیارهای مهم در تحلیل دینامیکی سد خاکی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مولفه های ورودی سیستم فازی

در این تحقیق جهت تحلیل عدم قطعیت از رویکرد فازی استفاده شده است و برای اجرای اجزای محدود فازی نیاز است که متغیرهای فازی در ابتدای مدلسازی انجام شود. لذا از متغیرهای شتاب نگاشتهای وارده بر قسمت تحتانی پی سد برای فازی سازی استفاده شدند. شتاب نگاشت‌های ورودی بر سیستم سد-مخزن- فونداسیون در تحقیق حاضر بر دو نوع هستند که شامل الف) بارهای سینوسی ب) بارهای مدل باترست-حاتمی.

در حالت بارهای سینوسی متغیرهای فازی فرکانس (f) و دامنه (A) هستند و در حالت مدل باترست- حاتمی[1] (۱۹۹۸) متغیرهای فازی، شدت آریاس (AI) و فرکانس (f) هستند. قابل ذکر است که مدل باترست- حاتمی برای تولید شتاب نگاشتهای نزدیک به بارهای لرزه‌ای واقعی استفاده شدند و در مقاله‌ای در سال ۱۹۹۸ برای تحلیل لرزه‌ای دیوار خاکی مسلح[2] معرفی گردید. تابع تولید شتاب نگاشت برای مدل باترست - حاتمی (۱۹۹۸) به صورت ذیل است:

$$\ddot{u}(t) = \sqrt{\beta e^{-\alpha t} t^{\xi}} \sin(2\pi f t) \qquad (۳۰)$$

که در آن $\ddot{u}(t)$، شتاب و ضرایب ثابت α، β و ξ به ترتیب برابر با ۵.۵، ۵۵ و ۱۲ هستند. F، فرکانس بر حسب معکوس ثانیه و t، زمان بر حسب ثانیه است. اوج شتاب زمین (PGA) 0.2g و فواصل زمانی شتاب نگاشت ۰/۰۰۵ ثانیه فرض شده است که برای تحریکی به طول ۵ ثانیه است. محدوده‌ی فرکانس حرکت زمین ورودی بر اساس فرکانس طبیعی سد خاکی سن فرناندو انتخاب می‌شود.

برای شتاب نگاشت سینوسی مقادیر فرکانس متغیر دارای یازده مقدار ۵، ۵/۷، ۶/۴، ۷/۱، ۷/۸، ۸/۵، ۹/۲، ۹/۹، ۱۰/۶، ۱۱/۳ و ۱۲ است. شتاب نگاشت و دامنه‌ی فوریه برای دو فرکانس ۶/۴ و ۱۲ هرتز در شکل های (۱۳-۱۰) با نرم افزار سیموسیگنال[3] نشان داده شده است. برای شتاب نگاشت باترست- حاتمی مقادیر فرکانس دارای یازده مقدار ۱/۵، ۳، ۴/۵، ۶، ۷/۵، ۹، ۱۰/۵، ۱۲، ۱۳/۵، ۱۵ و ۱۶/۵ می‌باشد که برای دو ۳ و ۱۶/۵ هرتز در حالتی که ضریب آریاس برابر ۲ باشد، تابع شتاب نگاشت و دامنه فوریه در شکل های (۱۴-۱۷) رسم شده است.

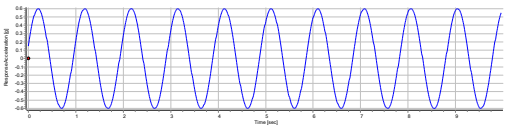
جهت فازی سازی هر چهار متغیر در دو حالت مذکور از توابع ورودی فازی مطابق شکل‌های زیر استفاده شده است. محدوده تغییرات دامنه (A) و فرکانس (f) در حالت سینوسی

[1] Buttress and Hatami
[2] Reinforced soil walls
[3] SeismoSignal

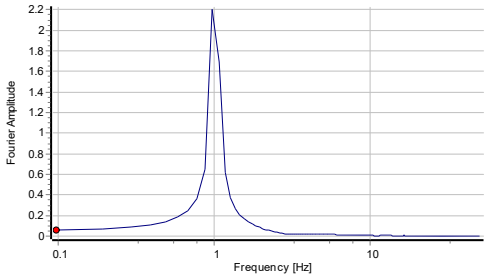
[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

به ترتیب ۰/۶-۰ متر بر مجذورثانیه و ۱۲-۵ هرتز است و در حالت اعمال شتاب نگشات باترست- حاتمی محدوده تغییرات ضریب شدت آریاس (AI) ۱-۰ و همچنین برای فرکانس (f) ۱۶/۵-۱/۵ هرتز است.

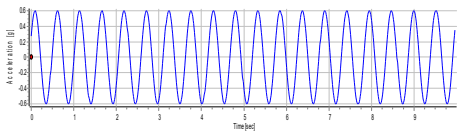
توابع ورودی فازی برای دو حالت بارهای هارمونیک سینوسی و باترست-حاتمی در نظر گرفته شدند که در حالت دوم شتاب نگاشت‌ها در طی زمان به گونه‌ای است که با گذر زمان دامنه افزایش پیدا می‌کند و سپس بعد از رسیدن به نقطه PGA مستهلک شده و کاهش پیدا می‌کند.



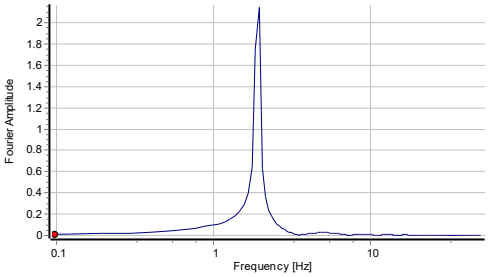
شکل (۱۰): شتاب نگاشت بار سینوسی در حالت فرکانس ۶/۴ هرتز و دامنه ۰/۶ متر بر مجذورثانیه



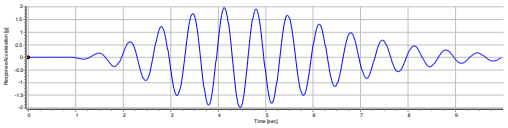
شکل (۱۱): دامنه فوریه برای بار سینوسی با فرکانس ۶/۴ هرتز و دامنه ۰/۶ متر بر مجذورثانیه



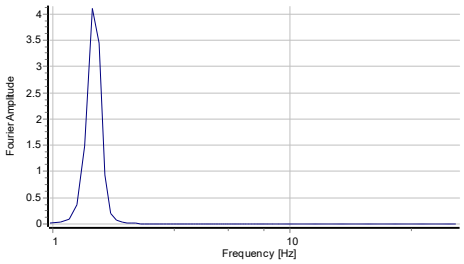
شکل (۱۲): شتاب نگاشت بار سینوسی در حالت فرکانس ۱۲ هرتز و دامنه ۰/۶ متر بر مجذورثانیه



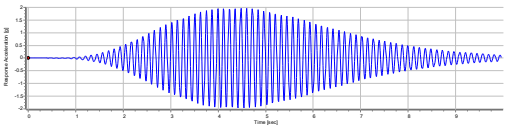
شکل (۱۳): دامنه فوریه بار سینوسی در حالت فرکانس ۱۲ هرتز و دامنه ۰/۶ متر بر مجذورثانیه



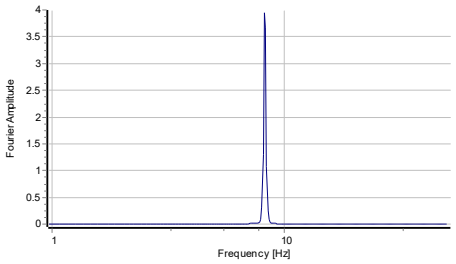
شکل (۱۴): شتاب نگاشت بار باترست-حاتمی در حالت فرکانس ۳ هرتز و ضریب آریاس ۲



شکل (۱۵): شتاب نگاشت بار باترست-حاتمی در حالت فرکانس ۳ هرتز و ضریب آریاس ۲



شکل (۱۶): شتاب نگاشت بار باترست-حاتمی در حالت فرکانس ۱۶/۵ هرتز و ضریب آریاس ۲

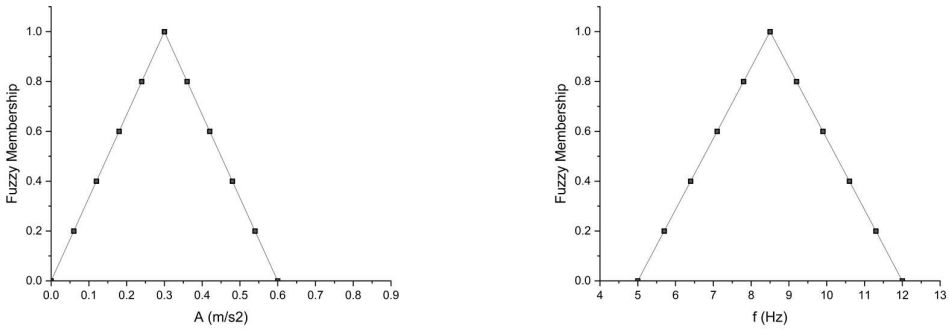


شکل (۱۷): دامنه فوریه شتاب نگاشت باترست-حاتمی در حالت فرکانس ۱۶/۵ هرتز و ضریب آریاس ۲.

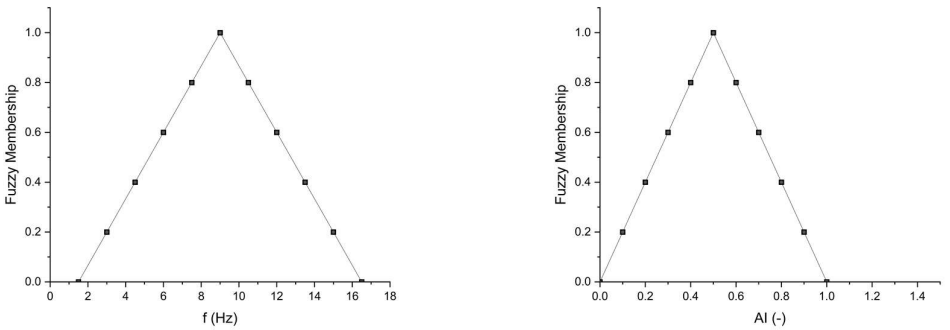
بارگذاری سد خاکی تحت شتاب نگاشت‌های فازی-چند مرحله‌ای انجام گرفت که در مرحله پیش‌پردازش، داده‌های شتاب نگاشت‌ها بر اساس فرکانس، دامنه و ضریب آریاس تنظیم و سازماندهی شد و توابع عضویت ورودی (برای استفاده در تحلیل اجزای محدود) تشکیل شد که در شکل (۱۹-۱۸) نشان داده شده است. سپس در مرحله‌ی پردازش اجرای کدهای در کمپایلر فرترن[1] (استودیو نرم‌افزاری توسعه یافته ماکروسافت) انجام گرفت.

[1] Microsoft Developer Studio

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]



شکل (۱۸): توابع عضویت فازی برای داده‌های ورودی در حالت بارگذاری سینوسی



شکل (۱۹): توابع عضویت فازی برای داده‌های ورودی در حالت بارگذاری باترست و حاتمی (۱۹۹۸)

مطابق شکل‌های (۱۹-۱۸) برش-آلفای برای محور عمودی در فواصل ۰/۲ رسم شده است و یازده مقدار برای هر متغیر در محور عمودی در نظر گرفته شد. رأس مثلث تابع ورودی نشانگر تحلیل تعینی است که امکان مقایسه قطعی-غیرقطعی را بعد از مدلسازی فراهم می‌نماید. مرحله پس پردازش، مشتمل بر تبدیل خروجی‌های برنامه توسعه داده شده بر اساس قالب نرم افزار TECPLOT و رسم کانتورها و همچنین رسم توابع فازی خروجی است. در واقع با فازی‌سازی متغیرهای دینامیکی (فرکانس، دامنه و ضریب آریاس)، نتایج دبی تراوش در حالت فازی استخراج می شوند.

ضریب شدت آریاس

یکی از مفاهیم مهم در تحلیل دینامیکی سازه‌ها ضریب شدت آریاس[1] (AI) می‌باشد که بیانگر انرژی دینامیکی در یک نقطه‌ی مشخص از سازه و در یک زمان معین است که توسط آریاس در سال ۱۹۷۰ معرفی شد. به عبارتی دیگر، شدت آریاس میزان انرژی لرزه‌ای که در یک بازه‌ی زمانی مشخص در یک نقطه از سازه تولید می‌شود، را اندازه‌گیری می‌کند. برای محاسبه‌ی ضریب شدت آریاس، ابتدا باید شتاب لرزه‌ای در نقطه مورد نظر را به دست آورد. سپس با استفاده از رابطه زیر، ضریب شدت آریاس محاسبه می‌شود: (آریاس[2]، ۱۹۷۰)

$$AI = \frac{\pi}{2g}\int \ddot{u}^2(t)dt \qquad (۳۲)$$

در این رابطه، AI، ضریب شدت آریاس، $\ddot{u}(t)$، شتاب لرزه‌ای در نقطه مورد نظر ،و t زمان بازه‌ای است که شتاب لرزه‌ای در آن اندازه‌گیری می‌شود. شدت آریاس یک اندازه گیری از قدرت حرکت زمین در طول یک زلزله است و شدت لرزش را با اندازه گیری شتاب زمین در طول موج‌های دینامیکی محاسبه می کند.

در واقع، شدت آریاس می‌تواند به عنوان یک شاخص برای محاسبه میزان انرژی موجود در حرکت زمین در طول یک زلزله استفاده شود. در این تحقیق جهت نزدیکی شتاب

[1] Arias Intensity

[2] Arias

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

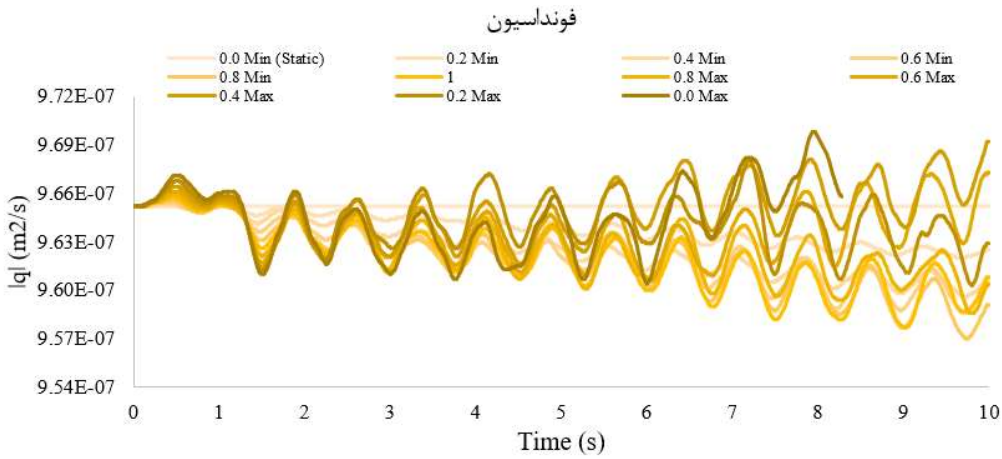
نگاشت‌ها به بارهای واقعی و امکان قیاس بهتر مدل‌ها از مدل باترست - حاتمی (۱۹۹۸) برای تولید شتاب نگاشت مصنوعی استفاده شده است.

۳- نتایج و بحث

در بارگذاری سینوسی خروجی منتج از تحلیل اجزای محدود فازی در ۳ بخش فونداسیون، بدنه‌ی سد و مجموع این دو بخش (فونداسیون + سد) محاسبه گردیده است و متغیرهای فازی در حالت سینوسی و در حالت اعمال شتاب نگاشت باترست-حاتمی در این ۳ بخش برای تحلیل فازی استفاده شده است. جهت مقایسه‌ی نتایج دبی در حالت استاتیکی و دینامیکی علاوه بر تغییر برش آلفا در حالت دینامیک از یک حالت استاتیکی برای دبی تراوش استفاده شده است که در این حالت، کلیه نیروهای وارد بر سد در شرایط تعادل قرار دارند و فرض بر این است که در حالت استاتیکی تغییراتی در دبی تراوش رخ نمی دهد و عددی ثابت می‌باشد.

در شکل‌های (۲۲-۲۰) خروجی دبی تراوش در حالت دینامیکی با بار سینوسی از فونداسیون، بدنه و مجوع سد-فونداسیون نشان داده شده است. در فونداسیون، اگر صرفاً مقدار بیشینه‌ی دبی تراوش در حالت قدرمطلق در نظر گرفته شود، بعد از زمان ۵ ثانیه از شروع تحریک، با افزایش دامنه (A) دبی بیشینه تراوش[1] (PSD) مقادیر بالاتری را نشان می دهد. اما در بدنه‌ی سد افزایش دامنه، تغییرات مشخصی در بالا یا پایین رفتن دبی ایجاد نکرده است و در واقع موجب تغییرات تصادفی شده است. در حالت کلی افزایش دامنه تحریک سینوسی، بعد از ۵ ثانیه از شروع شتاب نگاشت موجب افزایش PSD در فونداسیون سد شده است. در مقایسه حالت استاتیکی و دینامیکی در بار سینوسی می‌توان گفت که در زمان ۳ ثانیه به بعد و از فرکانس های ۸/۵ تا ۱۲ هرتز دبی در حالت استاتیکی در فونداسیون بیشتر از حالت دینامیکی است.

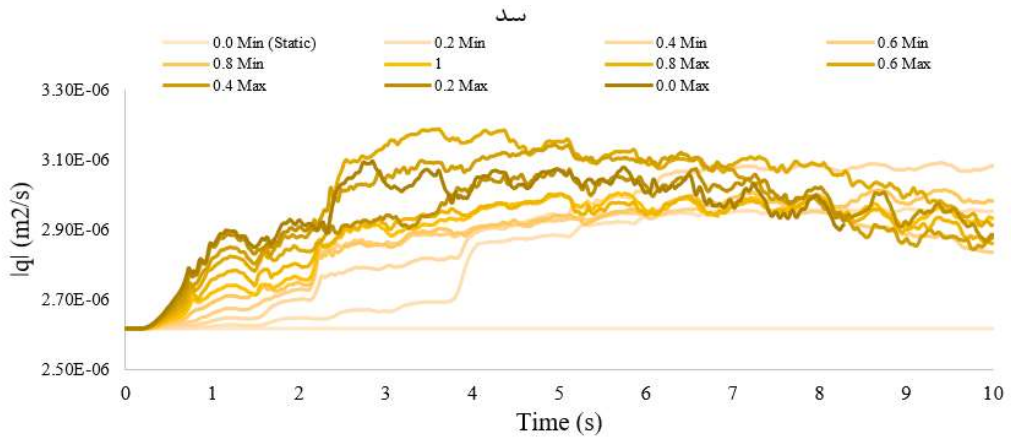
در شکل (۲۲)، برای مجموع دبی (فونداسیون+سد) از زمان شروع تحریک تا ثانیه ۲/۵، رفتار مشخصی برای تغییرات دبی قابل رویت است به طوری که در این بازه افزایش دامنه موجب افزایش سطح تراوش شده است. اما در ثانیه ۲/۵ به بعد رفتار توابع تصادفی است.



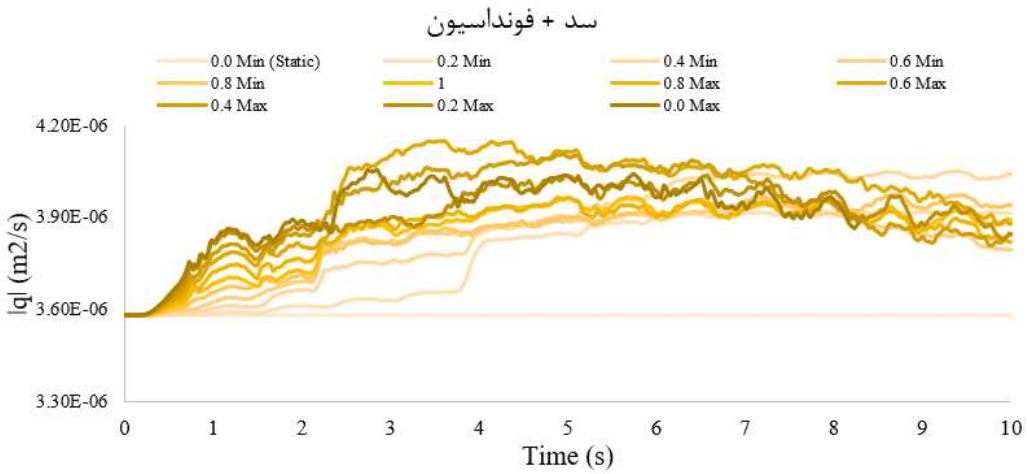
شکل (۲۰): تغییرات دبی تراوش عبوری از فونداسیون در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض دامنه‌ی (A) به عنوان متغیر فازی

[1] Peak Seepage Discharge

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]



شکل (۲۱): تغییرات دبی تراوش عبوری از بدنه‌ی سد در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض دامنه‌ی (A) به عنوان متغیر فازی

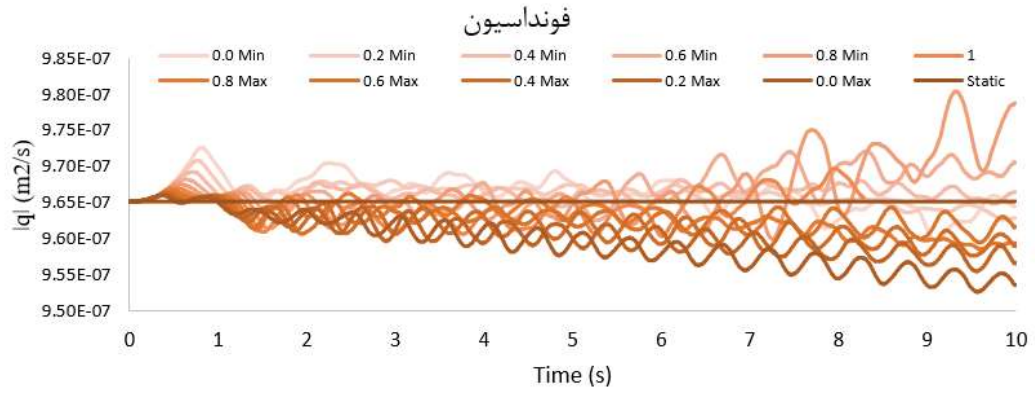


شکل (۲۲): تغییرات دبی تراوش عبوری از مجموع سد و فونداسیون در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض دامنه‌ی (A) به عنوان متغیر فازی

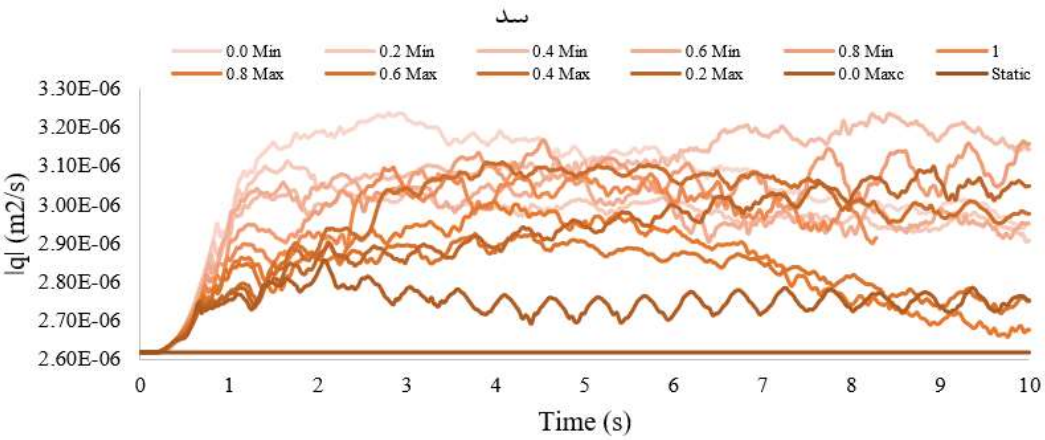
تغییرات فرکانس شتاب نگاشت (f)

اگر تغییرات فرکانس به عنوان متغیر فازی باشد و در بارگذاری سینوسی در نظر گرفته شود، با مقایسه حالت استاتیکی (خط ثابت افقی) و دینامیکی، می توان گفت که از t=3s و برای فرکانس های 1 تا 0.0 Max (برش آلفای شکل ۱۸) شتاب نگاشت ورودی موجب کاهش سطح دبی در پی سد نسبت به حالت استاتیکی شده است. یعنی دبی در حالت استاتیکی در فونداسیون بیشتر از حالت دینامیکی است (شکل ۲۳). در شکل (۲۴) دبی تراوش عبوری برای بدنه‌ی سد، نشان داده شده است و اگر دبی کل (سد + فونداسیون) بررسی شود، از زمان ۰ تا ۲ ثانیه، افزایش فرکانس موجب کاهش سطح دبی تراوش می‌شود (شکل ۲۵). یعنی در برش آلفای نزدیک به 0.0 Max سطح دبی به مرور زمان افت نشان می‌دهد که این نتیجه متفاوت از بازه‌های زمانی ابتدایی شروع تحریک است. اگر بیشینه‌ی دبی در نظر گرفته شود، افزایش فرکاتس در حالت سینوسی و با فرض ثابت بودن دامنه، موجب کاهش PSD در فونداسیون می شود.

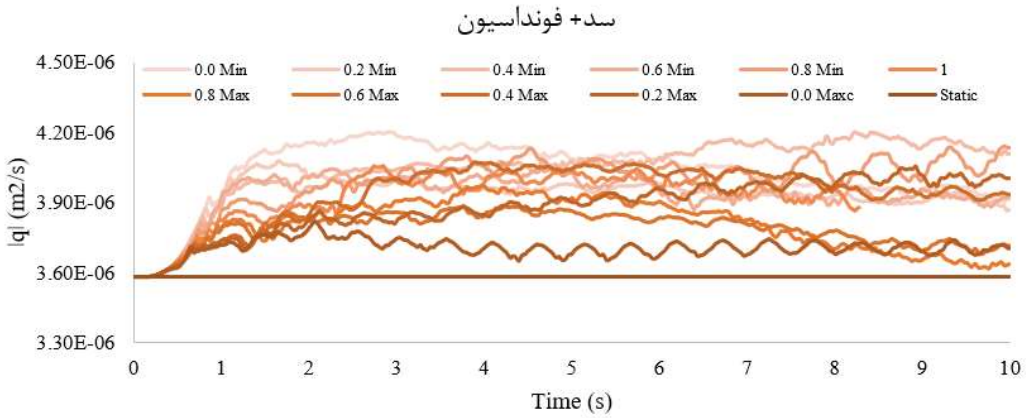
[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]



شکل (۲۳): تغییرات دبی تراوش عبوری از فونداسیون در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی



شکل (۲۴): تغییرات دبی تراوش عبوری از بدنه‌ی سد در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی



شکل (۲۵): تغییرات دبی تراوش عبوری از مجموع فونداسیون و سد در حالت اعمال بار دینامیکی سینوسی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

مدل بارگذاری باترست-حاتمی

در حالت بارگذاری با اعمال شتاب نگاشت مدل باترست-حاتمی، آنچه واضح است شدت AI بیشتر موجب کاهش PSD در فونداسیون سد شده است (شکل ۲۶). نتایج به دست آمده از تحلیل فازی برای متغیر AI در پی سد، نشان می‌دهد که به طور کلی افزایش AI دامنه تغییرات تراوش را افزایش داده است، اما سطح مقدار دبی را کاهش می‌دهد. در واقع، این به معنای آن است که اعمال انرژی بیشتر بر سازه (آریاس بیشتر)، دبی گذری از فونداسیون سد سن فرناندو را کمتر کرده است، اما دامنه تغییرات، نرخ افزایشی دارند. اگر بدنه‌ی سد را در نظر بگیریم، در بازه ۱/۵-۰ ثانیه به صورت مستقیم افزایش AI، افزایش دبی را موجب می‌شود اما در بازه های زمانی بعدی، نرخ تغییرات روند ثابتی ندارد (شکل ۲۷).

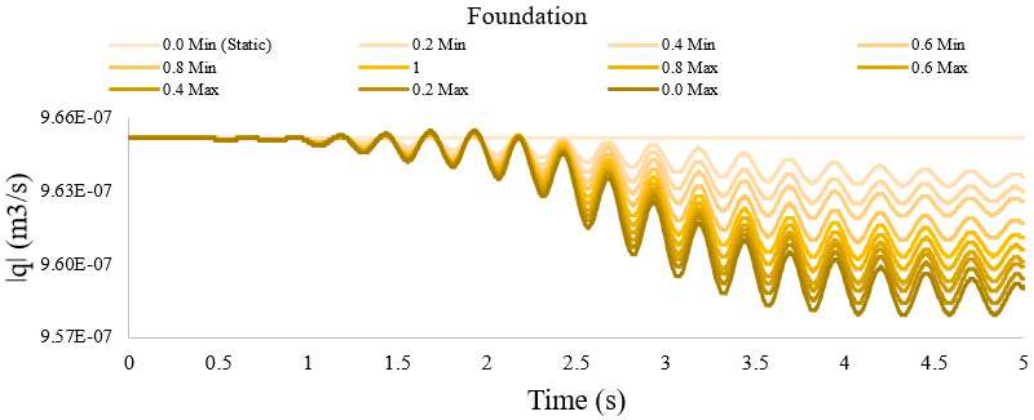
قابل ذکر است که از قدر مطلق دبی تراوش برای مقایسه تحلیل‌ها استفاده شده است و از تراوش منفی (معکوس) در حین زلزله به علت ناچیز بودن صرف نظر گردیده است که به معنای تراوش از طرف پایین‌دست به سمت بالادست است. به دلیل اینکه هندسه‌ی فونداسیون در مدلسازی عددی حاضر نسبت به ابعاد هندسه‌ی سد سن فرناندو کوچک است لذا اثر تراوش بدنه سد از پی به مراتب بیشتر است و لذا رفتار تابع در مجموع (بدنه + سد) مشابه رفتار بدنه‌ی سد در بررسی تغییرات نشت است (شکل ۲۸-۲۷).

تغییر شدت آریاس (با ثابت بودن فرکانس)

همان طور که گفته شد این معیار برای اندازه‌گیری شدت انرژی لرزه ای در یک نقطه از سازه، استفاده می‌شود. ضریب شدت آریاس به عنوان یکی از معیارهای مهم در تحلیل دینامیکی سازه‌ها، در طراحی و ارزیابی سازه‌هایی که در معرض لرزه قرار دارند، بسیار مهم است. این معیار به مهندسان و طراحان سازه کمک می‌کند تا با توجه به شدت لرزه‌ای که در نقاط مختلف سازه ایجاد می‌شود، طرحی ایمن و مقاوم برای سازه ارائه دهند.

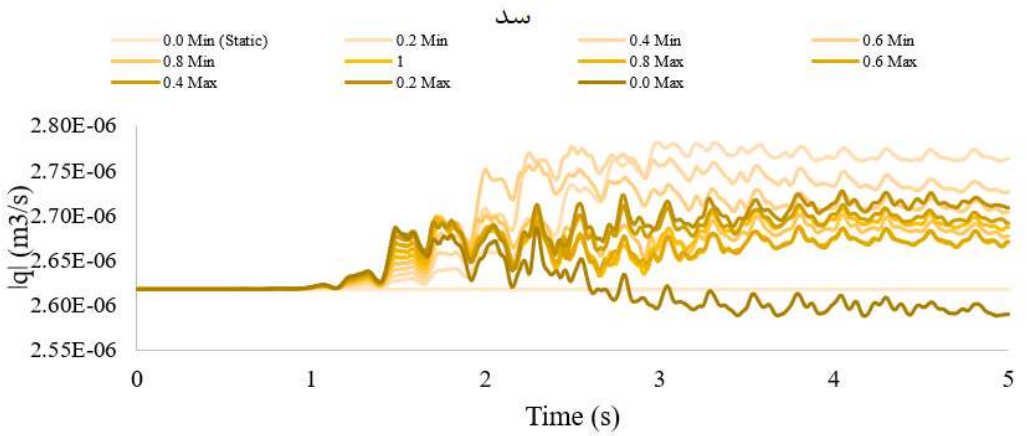
با وجود تفاوت، در محتوای فرکانس مدل باترست-حاتمی، مقدار Ia با معادله فوق محاسبه شده است. برای شتاب نگاشت‌های ورودی با تغییر فرکانس مقدار شدت آریاس برابر ۲ است و در حالت کلی در مدل باترست-حاتمی تحقیق حاضر در حالتی که شدت AI متغیر باشد، مقدار فرکانس ثابت (۴ هرتز) و در حالت فرکانس متغیر مقدار AI ثابت فرض شده است.

قابل ذکر است که اگر از شتاب نگاشت واقعی استفاده می شد، به دلیل فازی بودن تحلیل امکان مقایسه تغییر فرکانس و دامنه مطابق بارهای هارمونیک فراهم نبود و عملاً به دلیل پیچیدگی خروجی‌ها، امکان ارائه‌ی نتایج ملموس وجود نداشت. لذا از بارهای هارمونیک سینوسی و باترست – حاتمی (۱۹۹۸) استفاده شد که مدل باترست- حاتمی یا به اختصار BH نزدیکی زیادی به بارهای لرزه‌ای دارد.

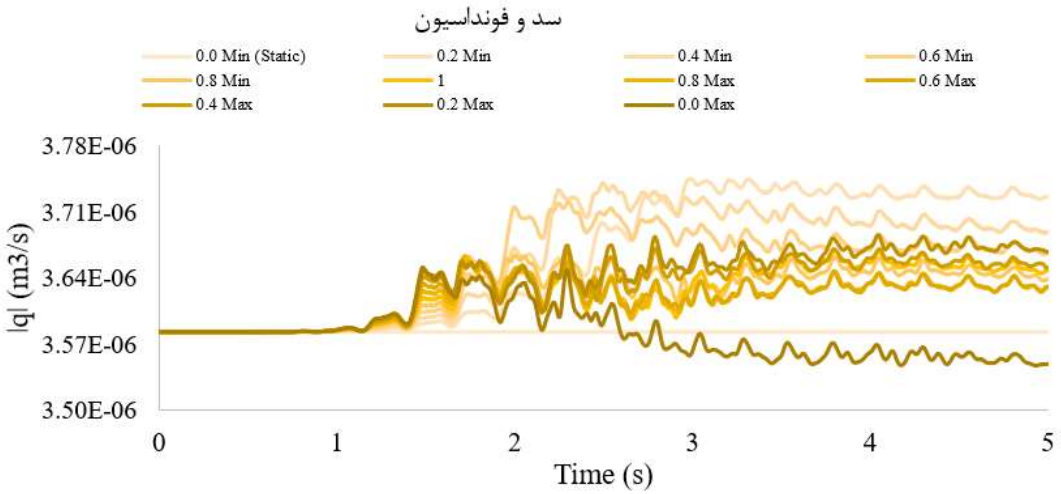


شکل (۲۶): تغییرات دبی تراوش عبوری از فونداسیون در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض شدت آریاس (AI) به عنوان متغیر فازی

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]



شکل (۲۷): تغییرات دبی تراوش عبوری از بدنه در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی

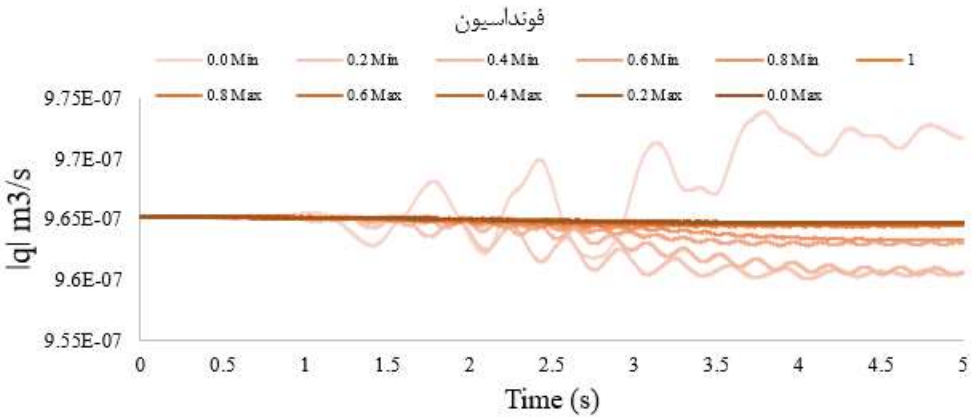


شکل (۲۸): تغییرات دبی تراوش عبوری از مجموع فونداسیون و بدنه‌ی سد در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض شدت آریاس (AI) به عنوان متغیر فازی

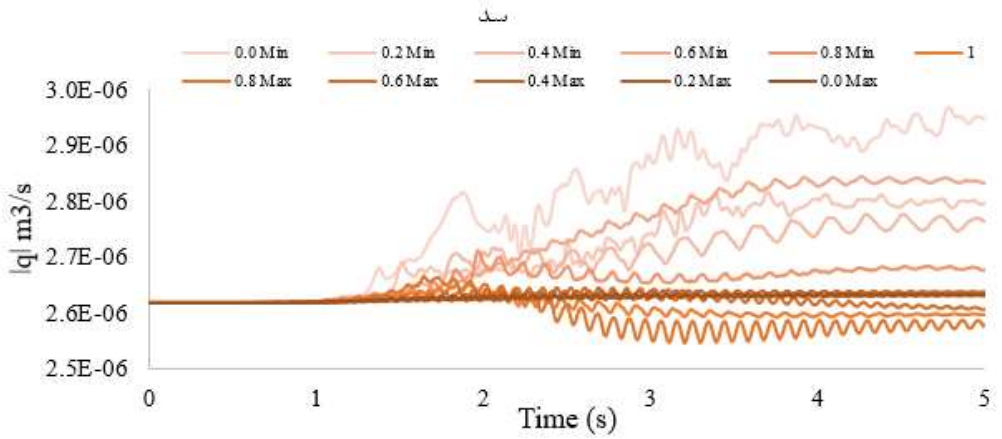
تغییر فرکانس (با ثابت بودن شدت آریاس)

در حالت ثابت بودن AI و تغییرات فرکانس، مقدار PSD در فونداسیون به ازای فرکانس‌های بالاتر مقادیر نزدیکتری به دبی در حالت استاتیکی خواهد داشت. همچنین در این شرایط، در بدنه سد نیز مقدار PSD کاهش پیدا می کند و به مقدار استاتیکی نزدیکتر می شود. البته این تغییرات به صورت ثابت و معین نیستند و در حالت عمومی دبی به ازای فرکانس در بازه ۱۶/۵-۱۰/۵ هرتز در مقایسه بازه ۱/۵ تا ۷/۵ هرتز کمتر است و PSD نیز پایین تر است (شکل ۳۰-۲۹). در صورتی که شدت آریاس عدد ثابت ۲ فرض شود و متغیر فرکانس در بارگذاری مدل باترست-حاتمی به عنوان متغیر فازی در نظر گرفته شود، توابع تغییرات قدرمطلق دبی تراوش برای سه بخش فونداسیون، بدنه و مجموع بدنه-فونداسیون در شکل های (۲۹)، (۳۰) و (۳۱) به ترتیب نشان داده شده است. به طور محسوس آنچه در شکل (۲۹) مشخص است، نزدیک شدن دبی تراوش به حالت استاتیکی با افزایش فرکانس در فونداسیون سد است و به عبارت دیگر، با تغییر توابع از 0.0Min تا 0.0Max، نمودارها دارای دامنه‌ی تغییرات کمتری هستند و دبی تراوش مقداری نزدیکتر به حالت استاتیکی دارد.

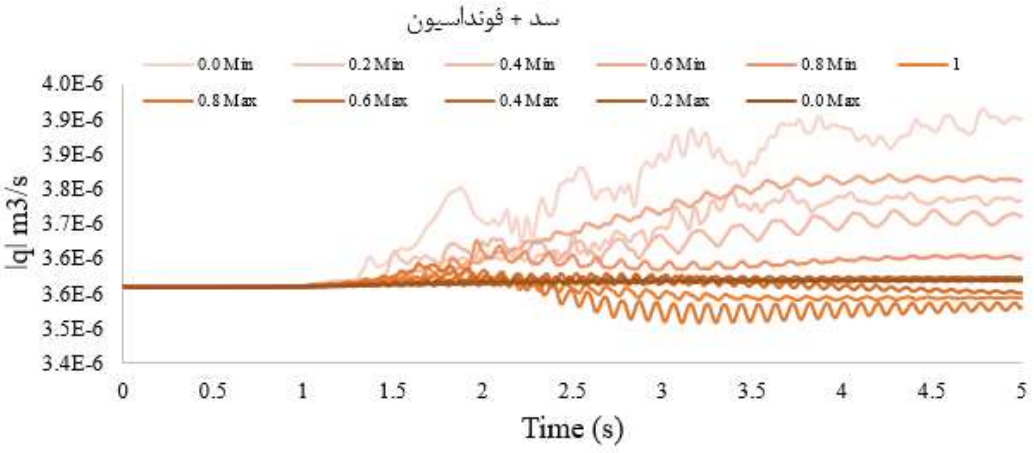
[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]



شکل (۲۹): تغییرات دبی تراوش عبوری از فونداسیون در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی



شکل (۳۰): تغییرات دبی تراوش عبوری از بدنه در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی



شکل (۳۱): تغییرات دبی تراوش عبوری از مجموع فونداسیون و سد در حالت اعمال بار دینامیکی مدل باترست-حاتمی با فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی.

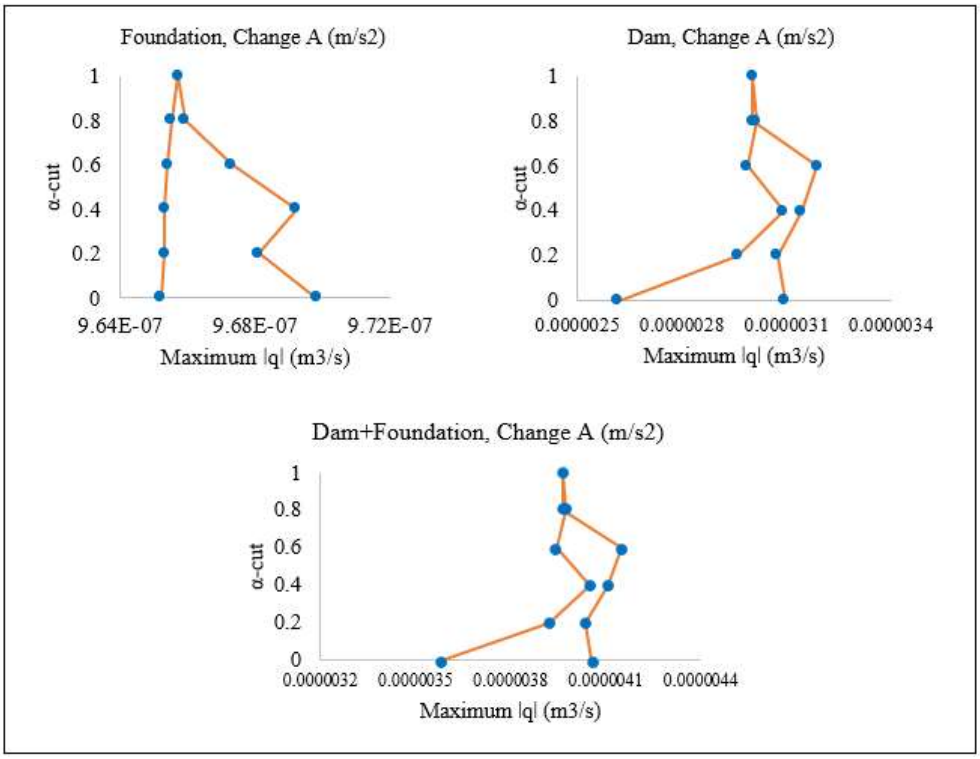
[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

توابع فازی خروجی

بعد از به دست آوردن نتایج تاریخچه زمانی برای شتاب نگاشت در دو بخش سد و فونداسیون و مجموع این دو، توابع عضویت فازی برای دبی خروجی نشت با لحاظ بشینه دبی رسم شده است که در شکل های (۳۵-۳۲) مشاهده می‌شود. جهت مقایسه‌ی حالت تعینی و فازی می توان رأس مثلث (پاسخ قطعی و تعینی) را با نقاط روی دو ضلع کناری (پاسخ فازی) مورد ارزیابی قرار داد. برای مقایسه‌ی مدل‌ها از دبی بیشینه تراوش[1] (PSD) استفاده شده است.

در حالت بار سینوسی اگر دامنه‌ی A به صورت متغیر فازی درنظر گرفته شود، تابع خروجی فازی مطابق شکل (۳۲) است که در فونداسیون سد در ۱۰ مقدار از ۱۱ مقدار فازی، افزایش A موجب PSD شده است ولی در مجموع بدنه و فونداسیون سد، نتایج به صورت محدب ظاهر می شود. در فونداسیون و مطابق شکل (۳۳) در حالتی که متغیر (f) به صورت فازی و دامنه ثابت باشد، پاسخ PSD از بازه 0.0 Min تا 1، به صورت مقعر و از 1 تا 0.0 Max محدب است.

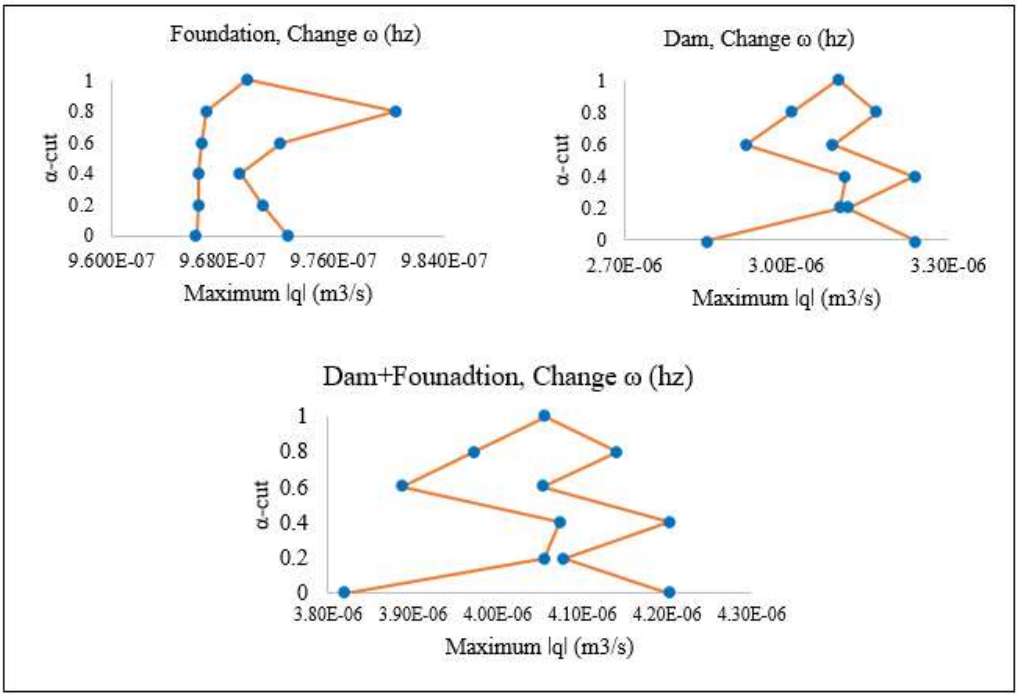
در صورتی که شدت آریاس به عنوان متغیر فازی فرض شده باشد و فرکانس ثابت باشد، توابع خروجی دبی تراوش به صورت شکل (۳۴) خواهد بود که تغییرات در نقاط متوالی مشاهده نمی‌شود که این برش آلفاها عبارتند از: (0.0 Min و 0.2 Min)، (0.4 Min، 0.6 Min و 0.8 Min)، (0.6 Max،1 Max و 0.8 Max) و (0.4 Max، 0.2 Max و0.0 Max). در این شرایط دو نقطه برشی 0.6 Max و 0.8 Max دبی PSD یکسانی با حالت تعینی (برش آلفای=۱) دارند، که البته نتیجه تاریخچه زمانی برای این سه برش آلفا متفاوت است. اگر شدت آریاس ثابت فرض شده و فرکانس متغیرفازی باشد، در بخش فونداسیون سد، دبی PSD در ۱۰ نقطه از ۱۱ نقطه برش آلفا تقریباً یکسان و برابر $۹/۶\times۱۰^{-۷}$ مترمکعب بر ثانیه است. نتایج برای بخش سد و مجموع سد-فونداسیون مطابق شکل و مشابه یکدیگر است (شکل ۳۵).



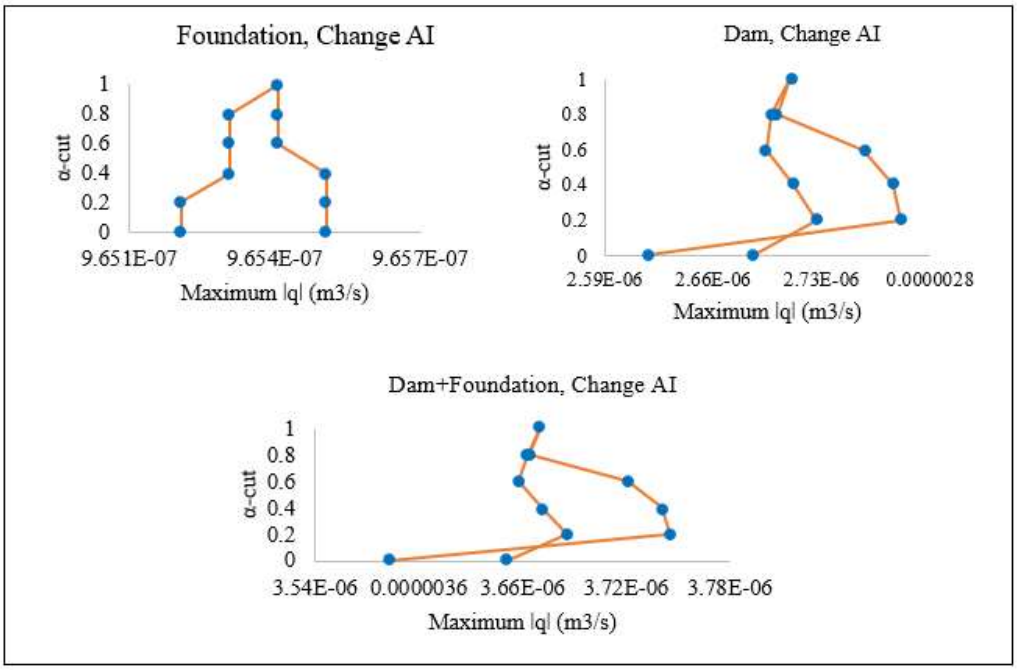
شکل (۳۲): تابع عضویت فازی خروجی برای بار سینوسی در حالت فرض دامنه‌ی (A) به عنوان متغیر فازی در سه بخش فونداسیون، سد و مجموع هر دو

[1] Peak Seepage Discharge (PSD)

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

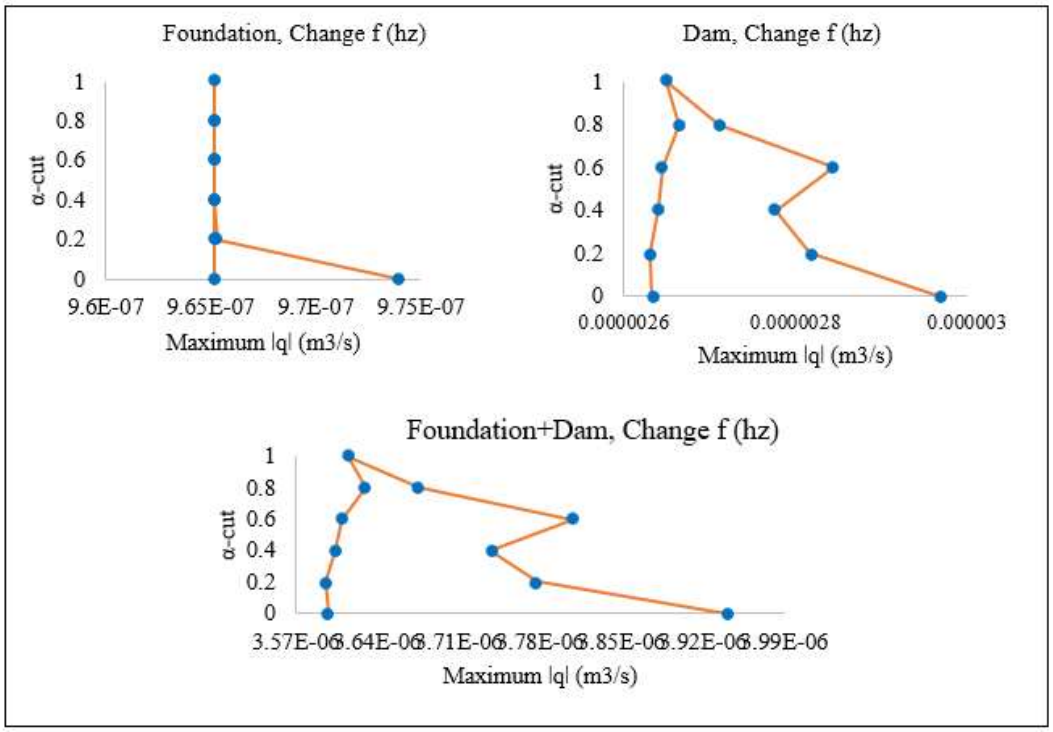


شکل (۳۳): تابع عضویت فازی خروجی برای بار سینوسی در حالت فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی در سه بخش فونداسیون، سد و مجموع هر دو



شکل (۳۴): تابع عضویت فازی خروجی برای بارگذاری مدل باترست-حاتمی در حالت فرض شدت آریاس (AI) به عنوان متغیر فازی در سه بخش فونداسیون، سد و مجموع هر دو

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]



شکل (۳۵): تابع عضویت فازی خروجی برای بارگذاری مدل باترست-حاتمی در حالت فرض فرکانس (f) به عنوان متغیر فازی در سه بخش فونداسیون، سد و مجموع هر دو

جهت مقایسه تحلیل استاتیکی و دینامیکی در هر دو حالت شتاب نگاشت سینوسی و شتاب نگاشت باترست-حاتمی در خروجی از خطوط ثابت برای نشان دادن تحلیل استاتیکی استفاده شد که مبنی بر بدون تغییر بودن دبی تراوش در حالت استاتیکی است و نیروهای وارده بر سد (اعم از فشار منفذی، تنش های داخلی، فشار هیدرواستاتیکی) در تعادل کامل قرار دارند. با توجه به اینکه در تحقیقات قبلی فازی سازی متغیرهای مصالح سد خاکی انجام گرفته و دبی تراوش محاسبه نشده است، لذا امکان مقایسه‌ی مقادیر دبی تراوش با این تحقیقات فراهم نبود. در این تحقیق بارهای دینامیکی هارمونیک به صورت فازی بررسی شده‌اند و از مشخصات سد خاکی (در بخش بارگذاری هارمونیک) ثابت فرض شده است و دبی تراوش در قسمت های پی و سد مجزا و با هم محاسبه و تحلیل شده‌اند.

۴- نتیجه گیری

در تحقیق حاضر دبی گذری از سد با فرض پی با هندسه‌ی مستطیلی (۲۰ ×۲ متر) به روش اجزای محدود فازی برآورد گردید و به طور کلی در پی سد در ۴ حالت کلی با دو متغیر فازی (فرکانس و دامنه) در بارگذاری سینوسی و همچنین ۲ متغیر فازی (فرکانس و شدت آریاس) در مدل باترست-حاتمی، تحلیلها انجام گرفت که می‌توان نتایج زیر را برای فونداسیون در نظر گرفت:

الف) در اعمال فرکانس سینوسی، افزایش دامنه (A) با فرض ثابت بودن فرکانس، موجب افزایش قدرمطلق دبی در غالب زمانهای بارگذاری سینوسی شده است.

ب) در اعمال فرکانس سینوسی، تغییرات افزایشی در فرکانس با فرض ثابت بودن دامنه، موجب کاهش دبی قدر مطلق به سطحی پایین تر از حالت استاتیکی می‌شود.

ج) در اعمال فرکانس با مدل باترست-حاتمی، افزایش ضریب AI با ثابت در نظر گرفتن فرکانس، تغییرات محسوسی در دبی گذری از پی ایجاد می کند و سطح پاسخ کمتر می‌شود. به معنای دقیق در یک برش زمانی، شتاب نگاشتی که شدت آریاس بیشتری دارد، موجب ایجاد دبی تراوش عبوری پایین تری شده است و هرچه قدر شدت آریاس کمتر بوده، دبی دینامیکی به حالت استاتیکی نزدیکتر می‌شود.

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

د) در اعمال فرکانس با مدل باترست-حاتمی، افزایش فرکانس با ثابت بودن AI موجب می‌شود که دبی عبوری به حالت استاتیکی نزدیک‌تر شود و مقادیر اختلاف بین دبی در شرایط استاتیکی و دینامیکی کمتر شود.

برای بدنه‌ی سد خاکی می توان نتایج زیر را در نظر گرفت:

الف) در حالت سینوسی، افزایش دامنه با ثبات فرکانس، در بازه زمانی ۲-۰ ثانیه موجب افزایش دبی عبوری شده است.

ب) در حالت سینوسی، افزایش فرکانس با ثبات دامنه، در بازه زمانی ۲/۵-۰ ثانیه موجب کاهش دبی گردیده است که این تغییر محسوس مقطعی بوده است

ج) در فرکانس مدل باترست-حاتمی، با افزایش ضریب آریاس و ثابت بودن فرکانس، توابع با شدت آریاس بیشتر تا ۱/۵ ثانیه بعد از شروع تحریک دارای دبی بیشتر اما از ان زمان به بعد دارای رفتار ثابتی نیستند.

د) در فرکانس مدل باترست-حاتمی، افزایش فرکانس با فرض ثابت بودن شدت آریاس، موجب کاهش سطح دبی عبوری شده و در فرکانس های بسیار بالا (۱۵ هرتز به بالا) دارای مقادیر کمتر از حالت استاتیکی است.

جهت تحقیقات آتی تأثیر عدم قطعیت در هندسه و مصالح تشکیل دهنده آن بر روی تراوش عبوری می‌تواند مطالعه شود. همچنین تأثیر عدم قطعیت در نسبت نفوذپذیری افقی به عمودی خاک و نسبت نفوذپذیری هسته به پوسته بر روی تراوش عبوری نیز می‌تواند مورد مطالعه محققین قرار بگیرد.

مراجع

Adapa, G., Ueda, K., & Uzuoka, R. (2021). Seismic stability of embankments with different densities and upstream conditions related to the water level. Soils and Foundations, 61(1), 185-197. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.11.007

AKHAVAN, K., Abbassi, N., Kheiry Ghoujeh Biglou, M., & Ahmadpari, H. (2021). Investigation on Conveyance Efficiency and Operation Issues of Precast Concrete Channels (Canalette) in Moghan Irrigation Network. Irrigation and Drainage Structures Engineering Research, 22(83), 21-42. https://doi.org/10.22092/idser.2021.354260.1470

Akhavan, K., Kheiry, M., Abbasi, S., Daneshfaraz, R., & Kalateh, F. (2023). Evaluation of Hydraulic Performance and Operation of Sluice and Neyrpic Modules in Water Distribution Canals (Case Study: Moghan Irrigation Network, Ardabil). Irrigation and Water Engineering, 13(3), 1-22. DOI: 10.22125/IWE.2023.168163

Arias, A. (1970). A Measure of Earthquake Intensity. In R. Hansen (Ed.), Seismic design of nuclear power plants. M.I.T. Press.

Bathurst, R. J., & Hatami, K. (1998). Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall. Geosynthetics International, 5(1-2), 127-166. Doi: https://doi.org/10.1680/gein.5.0117.

Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. Journal of applied physics, 12(2), 155-164 .

Biot, M. A. (1956). Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. II. Higher frequency range. The Journal of the acoustical Society of America, 28(2), 179-191 .

Biot, M. A. (1962). Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media. Journal of applied physics, 33(4), 1482-1498 .

Chen, Q., Zou, Y. H., Tang, M., & He, C. R. (2014). Modelling the construction of a high embankment dam. KSCE Journal of Civil Engineering, 18, 93-102. https://doi.org/10.1007/s12205-014-0180-4

Ghanbari A, Davoodi M, Nasrollahtabar Ahangar M. (2013). Development of Pseudo-Static Method for Stability Analyses of Embankment Dams with egard to Foundation Effect (Case study: Masjed Soleiman Dam). *MCEJ*;12(4):51-61 URL: http://mcej.modares.ac.ir/article-16-9856-fa.html (In Persian).

Ghanbari, A. (2014). *Principles of Earth Dam Engineering,* KHU Publishing, Tehran, Iran (In Persian).

Giglou، K. A.، Biglou، M. K. G.، Mehrparvar، B.، & Naghadeh، A. S. INVESTIGATING AMOUNT OF LEAKAGE، SEDIMENT AND DURABILITY IN GEOSYNTHETIC COVER OF PUMPING CHANNEL 3 AT IRRIGATION NETWORK OF MOGHAN. Revista Geoaraguaia، 2019، 9.2.

Hosseini. S. M. and Sonei. E. (2003). Seepage Analysis through Rockfill Dams by Finite Element Method in a Fixed Gird. Journal of Advanced Materials in Engineering (Esteghlal), 22(1), 91-108.

Huang, H., & Chen, B. (2012). Dam seepage monitoring model based on dynamic effect weight of reservoir water level. Energy Procedia, 16, 159-165. https://doi.org/10.1016/j.egypro.2012.01.027

Huang, M., & Zienkiewicz, O. C. (1998). New unconditionally stable staggered solution procedures for coupled soil-pore fluid dynamic problems. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 43(6), 1029-1052. https://doi.org/10.1002/(SICI)10970207(19981130)43:6<1029::AIDNME459>3.0.CO;2-H

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

Najafi, M., Moradloo, A. J., & Farrokhi, F. (2016). SEISMIC ANALYSIS OF CONCRETE-FACED ROCK-FILL DAMS (CFRDS) WITH REGARD TO THE NONLINEAR BEHAVIOR OF THE DAM BODY AND CONCRETE COATING. IIOAB JOURNAL, 7, 566-574.

Ouria, A., Fahmi, A., & Toufigh, M. (2011). Nonlinear analysis of transient seepage by the coupled finite element method. Int J Mech, 5(1), 35-39 .

Ouria, A., Toufigh, M. M., & Nakhai, A. (2007). An investigation on the effect of the coupled and uncoupled formulation on transient seepage by the finite element method. Am J Appl Sci, 4(12), 950-956 .

Pang, R.; Xu, B.; Zou, D. (2018). Stochastic seismic performance assessment of high CFRDs based on generalized probability density evolution method. Comput. Geotech.; 97, pp. 233-245. [DOI: https://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.01.016].

Rao, M. R., & Reddy, R. R. (2007). Analysis of a cable-stayed bridge with uncertainties in Young's modulus and load-A fuzzy finite element approach. Structural Engineering and Mechanics, 27(3), 263-276.DOI:https://doi.org/10.12989/sem.2007.27.3.263

Wang, X., & Wang, L. (2007). Dynamic analysis of a water–soil–pore water coupling system. Computers & structures, 85(11-14), 1020-1031 .

Wu, C., Ni, C., & Ko, H. (2009). Seismic response of an earth dam: finite element coupling analysis and validation from centrifuge tests. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 1(1), 56-70.

Ye, J., Jeng, D., Wang, R., & Zhu, C. (2013). Validation of a 2-D semi-coupled numerical model for fluid–structure–seabed interaction. Journal of Fluids and Structures, 42, 333-357. https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2013.04.008

Yuan, H., Yu, X., Zou, D., Wang, Y., Li, M., & Liu, J. (2022). Time History Method of Three-Dimensional Dynamic Stability Analysis for High Earth-Rockfill Dam and Its Application. Sustainability, 14(11), 6671. https://doi.org/10.3390/su14116671

Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (1991). The Finite Element Method. Vol. 2, London: McGraw-Hill.

Zienkiewicz, O. C., Chan, A., Pastor, M., Paul, D., & Shiomi, T. (1990). Static and dynamic behaviour of soils: a rational approach to quantitative solutions. I. Fully saturated problems. Proceedings of the Royal Society of London. A. Mathematical and Physical Sciences, 429(1877), 285-309.

Zienkiewicz, O., & Shiomi, T. (1984). Dynamic behaviour of saturated porous media; the generalized Biot formulation and its numerical solution. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 8(1), 71-96 .

Kalateh, F., & Hosseinejad, F. (2022). Dynamic Analysis of Porous Media using Generalized Plasticity Model and Non-Darcy Flow Rule. Journal of Computational Methods in Engineering, 38(1), 101-118. Doi: 10.29252/jcme.38.1.101

Kalateh, F., & Hosseinnejad, F. (2018). Using the Finite Element Method in the Coupled Analysis of Earth Dams and Estimating the Associated Pore Water Pressure. *Ferdowsi Civil Engineering*, 31(2), 23-40. Doi: 10.22067/civil.v31i2.54955 (In Persian).

Kalateh, F., & Kheiry ghoujeh biglou, M. (2023a). Investigating the Performance of Nonlinear Dynamic Analysis mechanisms of the Dam-Reservoir-Foundation System based on the Seismic Damage Level. Amirkabir Journal of Civil Engineering, 55(10), 4-4. doi: 10.22060/ceej.2023.21216.7659

Kalateh, F., & Kheiry Ghoujeh-Biglou, M. (2022). Probabilistic analysis of seepage in earthen dam using Monte Carlo method and with considering permeability of materials and dam geometry. Irrigation and Drainage Structures Engineering Research, 23(86), 133-162. Doi: 10.22092/idser.2022.358681.1509

Kalateh, F., & Kheiry, M. (2023b). Stochastic analysis in the Simulation of Effective Seepage Flow through Earth dams with the Monte Carlo Simulation and Machine Learning. Water and Soil Management and Modelling, (), -. doi: 10.22098/mmws.2023.12184.1208

KALATEH, Farhoud; HOSSEINEJAD, Farideh; KHEIRY, Milad. (2022). Uncertainty quantification in the analysis of liquefied soil response through Fuzzy Finite Element method. Acta Geodynamica et Geomaterialia, 19.3. DOI: 10.13168/AGG.2022.0007.

KALATEH, Farhoud; KHEIRY, Milad. (2023c). A Review of Stochastic Analysis of the Seepage Through Earth Dams with a Focus on the Application of Monte Carlo Simulation. Archives of Computational Methods in Engineering, 1-26. https://doi.org/10.1007/s11831-023-09972-3

Kardan, N., Soltani-Jigheh, H., Saeeidi Farzad, B., Shokri, R. (2021). Two-Dimensional Numerical Analysis of Alavian Earth Dam under Dynamic Loading. Iranian journal of Marine technology, 8(3), 83-100. doi: 10.22034/ijmt.2021.139181.1651

Khoei, A., Azami, A., & Haeri, S. (2004). Implementation of plasticity-based models in dynamic analysis of earth and rockfill dams: A comparison of Pastor–Zienkiewicz and cap models. Computers and Geotechnics, 31(5), 384-409 .

Moradi, S., salehi, S., & esmaili, K. (2021). Discharge Capacity of Earth Dams Toe Drain with and without Clay Core. *Iranian Journal of Soil and Water Research*, 51(11), 2900-2889. doi: 10.22059/ijswr.2020.305800.668664 (In Persian).

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

Porous Media. In: Martins, J.B. (eds) Numerical Methods in Geomechanics. NATO Advanced Study Institutes Series, vol 92. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-009-7895-9_2

Zienkiewicz, O., Paul, D., & Chan, A. (1988). Unconditionally stable staggered solution procedure for soil-pore fluid interaction problems. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 26(5), 1039-1055.

Zienkiewicz, O.C. (1982). Basic Formulation of Static and Dynamic Behaviour of Soil and other

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]

نشریه علمی سد و نیروگاه برق آبی ایران
سال دهم / شماره سی و ششم / زمستان ۱۴۰۲

Journal of Iranian Dam and Hydroelectric Powerplant
10th Year/ No. 36/ March 2024

Uncertainty Analysis of Seepage in Nonhomogeneous Earth Dam considering the Impacts of Dynamic Loading using the Fuzzy Finite Element Method (FFEM)

Milad Kheiry[1]
Farhoud Kalateh[2*]

Abstract

In general, earth dams are subjected to both static and dynamic loads, such as earthquakes. Previous research has focused on dam seepage modeling without giving consideration to the effects of dynamic loads on the porous medium. To address this issue, a code was developed using the FORTRAN programming language to solve the coupled *u-p* equations for the Downstream San Fernando dam (DSFD). The dynamic force variables, including frequency (f), amplitude (A), and Arias intensity coefficient (AI), were considered as fuzzy variables. Additionally, the Buttress-Hatami (BH) model was utilized for loading, where the Arias intensity factor (AI) was used to express the dynamic energy in the structure. The results indicate that in the dynamic-fuzzy model, an increase in the AI coefficient from 0.1 to 1 in the Batras-Hatami model leads to a 2.8-fold increase in the range of flow changes in the dam foundation. Furthermore, in the range of 1-16.5 12/Hz, with an increase in frequency (f), the values of peak flow rate (PSD) in both the foundation and body parts are closer to their value in the static state.

Keywords: Intensity Measure (IM), Biot Equation, Seismic Load, Porous Media, *u-p.*

[1]: PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, East Azerbaijan Province, Tabriz, Iran.

[2]: Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, East Azerbaijan Province, Tabriz, Iran. (Fkalateh@tabrizu.ac.ir).

Received: 2023/08/12 Accepted: 2024/01/06

[Downloaded from journal.hydropower.org.ir on 2026-11-18]